INGENIERÍA
CIVIL Y CONSTRUCCIÓN

Recursos en Ingeniería, Arquitectura, Construcción y Afines

Libros, Plantillas en Excel, Revit, Civil 3D, Autocad y más

Clic aqui para ir al sitio web

Explore nuestra Tienda

Canal de WhatsApp (Convenio Institucional)

La versión española de la tercera edición del libro "DESIGN OF SMALL DAMS" del Bureau of Reclamation surge por el interés de la EDITORIAL BELLISCO de ofrecer a los ingenieros una traducción al castellano de esta magnífica obra anglosajona. No sólo se ha querido brindar un texto técnico, sino también una adaptación de las unidades al sistema internacional, de tablas, datos y ejemplos que en la edición original se encuentran en su mayor parte en unidades inglesas.

No resulta fácil ni es necesario glosar el contenido ni la calidad del texto original, sólo es importante destacar que en la presente versión castellana se ha pretendido mantener las directrices básicas de éste, sin alterar su estructura, y únicamente se han incluido los cambios de unidades, manteniendo entre paréntesis las originales. Las referencias a la normativa norteamericana no se han adaptado a la legislación de ningún país en concreto, puesto que esta versión traducida al castellano será consultada y aplicada a obras hidráulicas en diferentes países

La labor de traducción ha sido llevada a cabo por un equipo de Ingenieros de Caminos españoles. Todos poseen una amplia formación técnica, así como extensos conocimientos del idioma inglés, habiendo trabajado como ingenieros en el Reino Unido.

LA OBRA SE ESTRUCTURA EN LOS CAPÍTULOS SIGUIENTES

- Planteamiento del proyecto
- Consideraciones ecológicas y medioambientales
- Estudios hidrológicos de avenidas
- Elección del tipo de presa
- Cimientos y materiales de construcción
- Presas de tierra
- Presas de escollera
- Presas de gravedad de hormigón
- Aliviaderos
- Desagües
- Desvío durante la construcción
- Operación y mantenimiento
- APÉNDICES: Sedimentación en embalses.- Cálculos hidráulicos.- Datos para el proyecto de estructuras.- Nomenclatura de mecánica de suelos.- Construcción de presas de tierra.- El hormigón en la construcción.- Pliego de condiciones.- Lista de control estándar para inspección "In Situ" de presas y estructuras.- Factores de conversión.
- Índice de materias

BELLISCO
EDICIONES TÉCNICAS
Y CIENTÍFICAS

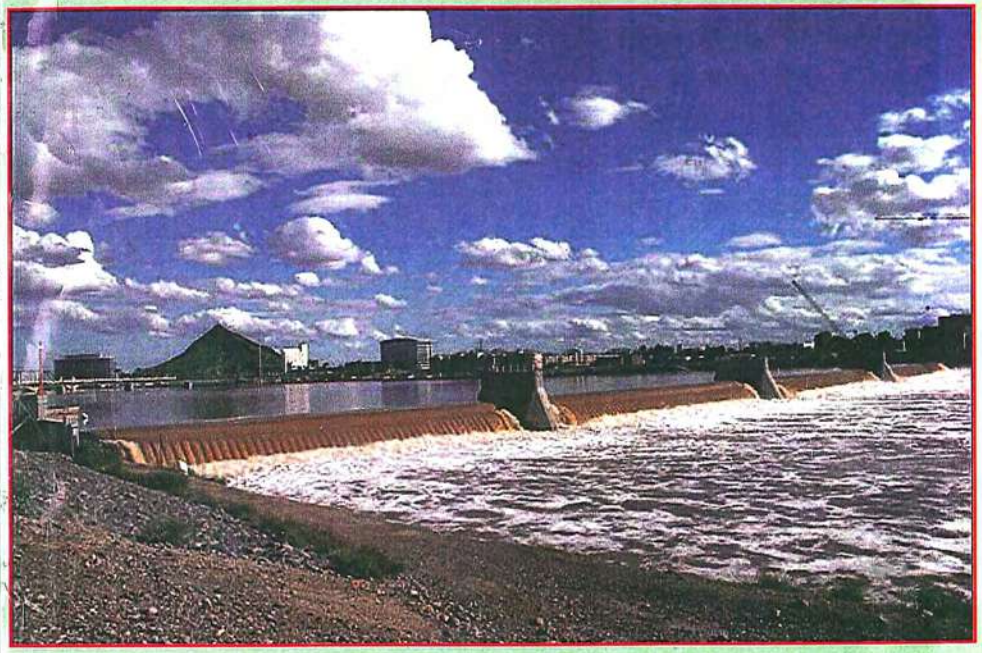
ISBN 84-96486-49-4

9 788496 486492

BUREAU OF RECLAMATION

DISEÑO DE PEQUEÑAS PRESAS

Traducción de la 3ª Edición Americana



EDICIÓN ESPAÑOLA TRADUCIDA ACTUALIZADA Y AMPLIADA POR:

Eduardo Martínez Marín
Paloma Batanero Akerman
Ignacio Martínez González
Eduardo Martínez Olmos
Elena González Ordóñez

UNIVERSITAT DE LLEIDA
Biblioteca
1600291360

Bellisco Ediciones

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. PLANTEAMIENTO DEL PROYECTO 1

CAPÍTULO 2. CONSIDERACIONES ECOLÓGICAS Y MEDIOAMBIENTALES 3

A. INTRODUCCIÓN 3

2.1. Planificación. 3

B. ASPECTOS GENERALES MEDIOMABIENTALES 4

2.2. Requisitos. 4
2.3. Categorías de Recursos. 4

C. CONSIDERACIONES SOBRE LA FAUNA 4

2.4. Generalidades. 4
2.5. Consideraciones Ecológicas y Medioambientales para la Pesca. 5
2.6. Consideraciones Ecológicas y Medioambientales para la Fauna 11

D. CALIDAD DEL AGUA 16

2.7. Generalidades. 16

E. CONSIDERACIONES ARQUEOLÓGICAS E HISTÓRICAS 21

2.8. Requisitos. 21

F. CONSIDERACIONES RECREATIVAS 22

2.9. Planeamiento como Medio Recreativo. 22

G. BIBLIOGRAFÍA 24

2.10. Bibliografía. 24

CAPÍTULO 3. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS 27

3.1. Propósito y Alcance 27
3.2. Requisitos. 27
3.3. Hidrología Básica y Datos Meteorológicos. 27
3.4. Datos Hidrológicos. 28
3.5. Datos Meteorológicos. 28
3.6. Reconocimiento de Campo de Cuencas Hidrográficas para Estudios Hidrológicos de Avenidas. 29
3.7. Informe de Reconocimiento de Campo. 31
3.8. Desarrollo de Tormentas Máximas Probables. 31
3.9. Escorrentía a partir de la Precipitación. 34
3.10. Flujo de Escorrentía por el Deshielo. 63
3.11. Envolvente de las Curvas de Descargas de Avenidas Anteriores 64
3.12. Estimaciones de Frecuencia de Ocurrencia en Avenidas 66
3.13. Informes de Hidrología de Avenidas. 67
3.14. Bibliografía. 69

CAPÍTULO 4. ELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA 71

A. CLASIFICACIÓN DE LOS DISTINTOS TIPOS 71

4.1. Generalidades. 71
4.2. Clasificación de acuerdo con su Uso. 71
4.3. Clasificación por sus Características Hidráulicas. 72
4.4. Clasificación según los Materiales. 72
4.5. Presas de Tierra. 73
4.6. Presas de Escollera. 75
4.7. Presas de Gravedad de Hormigón. 76
4.8. Presas Arco de Hormigón. 76
4.9. Presas de Contrafuertes de Hormigón. 76
4.10. Otros Tipos. 77

B. FACTORES FÍSICOS QUE INTERVIENEN EN LA ELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA 77

4.11. Generalidades. 77
4.12. Topografía. 77
4.13. Geología y Condiciones de los Cimientos. 78
4.14. Materiales Disponibles. 79
4.15. Hidrología. 79
4.16. Aliviadero. 79
4.17. Terremotos. 80

C. CONSIDERACIONES LEGALES, ECONÓMICAS Y ESTÉTICAS 80

4.18. Restricciones Legales. 80
4.19. Objetivo y Relación Beneficio-Coste. 80
4.20. Aspecto Estético. 81

CAPÍTULO 5. CIMIENTOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN 83

A. ÁMBITO DE INVESTIGACIÓN 83

5.1. Generalidades. 83
5.2. Cimientos. 83
5.3. Suelos para Terraplenes. 85
5.4. Pedraplenes y Revestimientos. 89
5.5. Áridos para Hormigones. 91
5.6. Estudios de Embalse. 92

B. RECOPILACIÓN Y PRESENTACIÓN DE LOS DATOS 94

5.7. Generalidades. 94
5.8. Presentación de los Datos. 94

C. FUENTES DE INFORMACIÓN 97

5.9. Planos Topográficos 97
5.10. Planos Geológicos. 98
5.11. Planos de Suelos Agrícolas. 99
5.12. Sensores Remotos. 102

D. CLASIFICACIÓN DE SUELOS 105

5.13. Generalidades. 105
5.14. Componentes del Suelo. 106
5.15. Humedad del Suelo. 107

5.16. Propiedades de los Componentes del Suelo. 110
5.17. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS). 114
5.18. Características Ingenieriles de los Distintos Grupos de Suelos. 115

E. CLASIFICACION Y DESCRIPCIÓN DE LAS PROPIEDADES FÍSICAS DE LAS ROCAS .. 118

5.19. Generalidades. 118
5.20. Rocas igneas. 121
5.21. Rocas sedimentarias. 124
5.22. Rocas metamórficas. 127
5.23. Clasificación de las Rocas.- 132

F. EXPLORACIÓN DE SUPERFICIE 137

5.24. Generalidades. 137
5.25. Suelos fluviales-lacustres. 137
5.26. Depósitos glaciares. 144
5.27. Depósitos eólicos. 145
5.28. Suelos residuales. 145

G. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN GEOFÍSICA 146

5.29. Generalidades. 146
5.30. Técnicas Superficiales Geofísicas. 148

H. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO 157

5.31. Métodos de Exploración Accesibles. 157
5.32. Métodos de Exploración no Accesibles. 159

I. TOMA DE MUESTRAS 182

5.33. Generalidades. 182
5.34. Muestras Alteradas (Tomadas a mano). 182
5.35. Muestras alteradas (Métodos mecánicos). 187
5.36. Protección y Preparación de Muestras Inalteradas para su Envío. 187
5.37. Métodos de Toma de Muestras Inalteradas a Mano. 188
5.38. Métodos Mecánicos de Toma de Muestras Inalteradas. 188
5.39. Métodos de toma de muestras en Roca. 194

J. REGISTRO DE DATOS DE LOS SONDEOS 195

5.40. Identificación de los sondeos. 195
5.41. Formatos de fichas. 196
5.42. Información en las fichas. 199
5.43. Descripción de los suelos. 207
5.44. Descripción de muestras de roca. 208

K. ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO 211

5.45. Generalidades. 211
5.46. Ensayos de permeabilidad en el campo. 212
5.47. Ensayos de densidad "in situ" (Método del equivalente de arena). 215
5.48. Ensayo de cortante (vane sheart). 216
5.49. Ensayos en laboratorio de los suelos. 219
5.50. Ensayos de laboratorio para escollera y áridos de hormigón. 223

L. BIBLIOGRAFÍA 224

5.51. Bibliografía. 224

CAPÍTULO 6. PRESAS DE TIERRA 225

A. INTRODUCCIÓN 225

6.1. Origen y desarrollo. 225
6.2. Objeto del estudio. 226
6.3. Elección del tipo de presa de tierra. 226

B. BASES DEL PROYECTO 231

6.4. Datos para el proyecto. 231
6.5. Criterios para el proyecto. 231

C. PROYECTO DE LOS CIMIENTOS 232

6.6. Generalidades. 232
6.7. Cimientos rocosos. 234
6.8. Métodos de Tratamiento de Cimentos Rocosos. 234
6.9. Cimientos de arena y grava. 243
6.10. Métodos de tratamiento de los cimientos de arena y grava. 248
6.11. Proyecto de cimentaciones en arenas y gravas. 269
6.12. Métodos para el tratamiento de los cimientos de limo y arcilla. 277
6.13. Proyecto de cimentaciones en limo y arcilla. 282

D. TERRAPLENES 287

6.14. Consideraciones fundamentales. 287
6.15. Presión intersticial. 288
6.16. Filtración a través de los diques. 290
6.17. Comprobación de la estabilidad. 292
6.18. Proyecto del terraplén. 293
6.19. Proyecto frente a seismos. 304

E. DETALLES DE LOS TERRAPLENES 304

6.20. Diseño de la Coronación. 304
6.21. Resguardos. 307
6.22. Protección del paramento de aguas arriba. 310
6.23. Protección de los taludes aguas abajo. 320
6.24. Drenaje superficial. 320
6.25. Taludes abocinados en los estribos. 321

F. EJEMPLOS DE PROYECTOS DE PEQUEÑAS PRESAS DE TIERRA 322

6.26. Generalidades. 322
6.27. Secciones principales. 322

G. BIBLIOGRAFÍA 339

6.28. Bibliografía. 339

CAPÍTULO 7. PRESAS DE ESCOLLERA 343

A. GENERALIDADES 343

7.1. Origen y Utilización. 343
7.2. Definición y Tipos de Presas de Escollera. 344

B. PROYECTO DE LA CIMENTACIÓN 345

7.3. Requisitos y Tratamiento de la Cimentación. 345

7.4. Pantalla Impermeabilizante. 346

C. PROYECTO DEL DIQUE 348

7.5. Selección del Material de Roca. 348
7.6. Secciones del Dique. 350
7.7. Colocación del material de escollera.- 356
7.8. Diseño Sísmico. 358

D. PROYECTO DE LA PANTALLA 359

7.9. Núcleo Central Impermeable. 359
7.10. Hormigón Armado. 359
7.11. Aglomerado Asfáltico. 361
7.12. Acero. 369
7.13. Pantallas de Madera. 370

E. BIBLIOGRAFÍA 373

7.14. Bibliografía 373

CAPÍTULO 8. PRESAS DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN 377

A. INTRODUCCIÓN 377

8.1. Origen y Desarrollo. 377
8.2. Alcance del Análisis. 377

B. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN 378

8.3. Resistencia. 378
8.4. Propiedades Elásticas. 378
8.5. Propiedades Térmicas. 378
8.6. Propiedades Medias. 379

C. FUERZAS ACTUANTES SOBRE LA PRESA 379

8.7. Generalidades. 379
8.8. Presión externa del agua. 380
8.9. Temperatura. 383
8.10. Presión Interna del Agua.- 384
8.11. Carga Muerta. 385
8.12. Hielo. 385
8.13. Presión de aterramientos. 386
8.14. Sismos. 386
8.15. Combinación de Cargas. 391

D. CONSIDERACIONES SOBRE LA CIMENTACIÓN 391

8.16. Módulo de deformación. 391
8.17. Tensión cortante. 392
8.18. Configuración del cimiento. 393

E. CONDICIÓN DE ESTABILIDAD 394

8.19. Coeficiente de seguridad. 394

F. ANÁLISIS TENSIONALY DE ESTABILIJADAD 396

8.20. Estabilidad al deslizamiento. 396
8.21. Tensión interna - Secciones sin fisuración. 397
8.22. Tensión interna y estabilidad al deslizamiento - Secciones fisuradas. 397

G. CUESTIONES ADICIONALES 402
8.23. Presas en Cimientos Permeables. 402
8.24. Detalle de Diseño y Proyecto. 403
H. MÉTODOS DE CÁLCULO CON ORDENADOR 404
8.25. Generalidades.- 404
I. BIBLIOGRAFÍA 405
8.26. Bibliografía.- 405

CAPÍTULO 9. ALIVIADEROS 407

A. GENERALIDADES 407
9.1. Función. 407
9.2. Elección del Caudal de Proyecto. 407
9.3. Relación entre la capacidad del aliviadero y el volumen de regulación de avenidas. 409
9.4. Efecto regulador del embalse. 410
9.5. Elección del tamaño y tipo del aliviadero. 414
B. ALIVIADEROS PRINCIPALES 417
9.6. Elección del tipo de aliviadero. 417
9.7. Componentes del aliviadero. 420
9.8. Tipos de aliviaderos. 423
9.9. Vertederos controlables. 435
C. HIDRÁULICA DE LAS ESTRUCTURAS DE CONTROL 438
9.10. Forma de los vertederos ajustados a la lámina vertiente. 438
9.11. Caudal evacuado sobre un vertedero ajustado a la lámina vertiente. 438
9.12. Coeficiente de desagüe de vertedero ajustado a lámina vertiente sin controlarlo. 442
9.13. Ejemplos de proyecto de vertederos ajustados a la lámina vertiente sin controlar. 444
9.14. Vertederos que se ajustan a la lámina vertiente, sin controlar, proyectados para cargas menores de la máxima. 450
9.15. Vertederos con compuertas. 451
9.16. Desagüe por vertederos, que se ajustan a la lámina vertiente, provistos de compuertas.- 452
9.17. Aliviaderos en canal lateral. 453
D. HIDRÁULICA DE CANALES CON SUPERFICIE LIBRE 459
9.18. Generalidades. 459
9.19. Canales Abiertos. 461
E. HIDRÁULICA DE LAS ESTRUCTURAS TERMINALES 463
9.20. Trampolines. 463
9.21. Cuencos amortiguadores. 464
9.22. Trampolines sumergidos. 476
9.23. Ejemplo de diseño de un cuenco amortiguador y un trampolín sumergido. 478
9.24. Cuenco amortiguador. 481
F. HIDRÁULICA DE LOS ALIVIADEROS 483
9.25. Aliviaderos de caída libre y pared vertical. 483
9.26. Aliviaderos en pozo (pozo o morning glory). 487
9.27. Aliviaderos en conducto subterráneo. 504

G. DETALLES DEL PROYECTO ESTRUCTURAL 513
9.28. Generalidades. 513
9.29. Estructuras de coronación. 514
9.30. Revestimiento de canales abiertos. 515
9.31. Detalles varios. 518
H. BIBLIOGRAFÍA 519
9.32. Bibliografía. 519

CAPÍTULO 10. DESAGÜES 521

A. GENERAL 521
10.1. Función. 521
10.2. Determinación de la capacidad necesaria. 522
10.3. Posición de los desagües en relación con los niveles de embalse. 528
10.4. Condiciones que influyen en el proyecto de los desagües. 530
10.5. Disposición de los desagües. 532
10.6. Emplazamiento de los dispositivos de control del desagüe. 533
B. ELEMENTOS DE LOS DESAGÜES 536
10.7. Generalidades. 536
10.8. Controles. 538
10.9. Estructuras de tomas. 540
10.10. Estructuras de salida y elementos de disipación. 542
10.11. Canales de entrada y de salida. 543
C. PROYECTO HIDRÁULICO 543
10.12. Naturaleza del caudal en un desagüe. 543
10.13. Desagüe en régimen de superficie libre 543
10.14. Desagüe con flujo en presión. 546
10.15. Pérdidas en los conductos en presión. 547
10.16. Formas de transición. 552
10.17. Estructuras terminales. 554
10.18. Ejemplos de proyectos. 557
D. DETALLES ESTRUCTURALES DEL PROYECTO 564
10.19. Generalidades. 564
10.20. Detalles de un túnel. 566
10.21. Detalles de un conducto enterrado. 568
10.22. Detalles de estructuras típicas. 576
E. BIBLIOGRAFÍA 584
10.23. Bibliografía. 584

CAPÍTULO 11. DESVÍO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN 585

A. NECESIDADES DEL DESVÍO 585
11.1. Generalidades. 585
11.2. Características del caudal. 585
11.3. Elección del caudal de desvío. 585

B. MÉTODOS DE DESVÍO 586
11.4. Generalidades. 586
11.5. Túneles. 588
11.6. Conductos. 590
11.7. Canal provisional de desvío -Presas de Tierra. 591
11.8. Desviación en varias fases para presas de hormigón. 594
11.9. Ataguías. 595
C. REQUISITOS DEL PLIEGO DE CONDICIONES 597
11.10. Responsabilidades del contratista. 597
11.11. Responsabilidades del proyectista. 598
D. BIBLIOGRAFÍA 598
11.12. Bibliografía. 598
CAPÍTULO 12. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO 599
A. GENERALIDADES 599
12.1. Programa de Operación y Mantenimiento. 599
B. INSPECCION Y MANTENIMIENTO DE PRESAS 600
12.2. Información general. 600
12.3. Presas de tierra. 601
12.4. Presas de hormigón. 601
12.5. Estructuras y Equipos mecánicos. 601
C. OPERACIÓN 602
12.6. Presas de almacenamiento. 602
12.7. Presas de desvío. 604
12.8. Embalses de Retención. 605
12.9. Cambios en el Plan de Operación. 605
12.10. Planes de Emergencia. 605
12.11. Formación del Operador de la Presa. 606
D. BIBLIOGRAFÍA 606
12.12. Bibliografía. 606
CAPÍTULO 13. SEGURIDAD DE PRESAS 607
A. INTRODUCCIÓN 607
13.1. Propósito. 607
13.2. Alcance. 607
13.3. Definiciones. 607
13.4. Guías Federales para la Seguridad de Presas. 609
B. PRINCIPIOS Y CONCEPTOS 609
13.5. Presas Nuevas. 609
13.6. Presas Existentes. 610
13.7. Documentación de las Presas. 611
C. EVALUACIONES PERIÓDICAS DE SEGURIDAD DE LA PRESA 611
13.8. Generalidades. 611

13.9. Inspecciones. 611
D. ANÁLISIS TÉCNICOS 613
13.10. Generalidades. 613
13.11. Clasificación de la Seguridad Global. 614
13.12. Valoración del Riesgo Aguas Abajo. 614
13.13. Análisis de Problemas Hidrológicos/Hidráulicos. 621
13.14. Análisis de Problemas Sísmicos. 623
13.15. Análisis de Problemas Geológicos. 623
13.16. Análisis de Problemas Geotécnicos. 624
13.17. Análisis de Problemas Estructurales. 626
E. CORRECCIÓN DE DEFICIENCIAS DE SEGURIDAD DE PRESAS 630
13.18. Responsabilidad. 630
13.19. Correcciones Básicas de Seguridad en Presas. 630
F. BIBLIOGRAFÍA 630
13.20. Bibliografía. 630
APÉNDICE A. SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES 633
A.1. General. 633
A.2. Métodos para Determinar la Entrada de Sedimento. 634
A.3. Sedimentación en Embalse. 648
A.4. Efectos en el Cauce Aguas Abajo. 661
A.5. Bibliografía. 674
APÉNDICE B. CÁLCULOS HIDRÁULICOS 677
A. FÓRMULAS HIDRÁULICAS 677
B.1. Lista de Símbolos y Factores de Conversión. 677
B.2. Flujo en Cauces Abiertos. 680
B.3. Flujo en Conductos Cerrados. 690
B.4. Resalto Hidráulico. 704
B. FLUJO EN CANALES NATURALES 707
B.5. Generalidades. 707
B.6. Obtención de datos. 707
B.7. Método Pendiente Área para Calcular el Caudal. 709
B.8. Desarrollo de la Curva de Gasto. 715
B.9. Régimen Crítico. 722
B.10. Aplicaciones con ordenador. 724
C. BIBLIOGRAFÍA 725
B.11. Bibliografía. 725
APÉNDICE C. DATOS PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS 727
C.1. Introducción. 727
C.2. Presiones del Terreno sobre un Muro de Contención. 727
C.3. Cargas Sísmicas sobre Muros de Contención. 727
C.4. Presiones Admisibles sobre la Cimentación de la Estructura. 727

C.5. Tuberías Prefabricadas de Hormigón. 730
C.6. Conductos de Hormigón Fabricado "in situ". 737
C.7. Bibliografía. 740

APÉNDICE D. NOMENCLATURA DE MECÁNICA DE SUELOS **741**

D.1. Introducción. 741
D.2. Definiciones. Símbolos y Unidades. 741

APÉNDICE E. CONSTRUCCIÓN DE PRESAS DE TIERRA **765**

E.1. Generalidades. 765
E.2. Compactación Mecánica de Suelos. 766
E.3. Preparación de la cimentación. 769
E.4. Terraplén. 774
E.5. Relleno Permeable. 778
E.6. Relleno de Rocas y Escollera. 780
E.7. Rellenos Diversos. 781
E.8. Informes y Registros. 781
E.9. Criterios de Control. 782
E.10. Bibliografía. 785

APÉNDICE F. EL HORMIGÓN EN LA CONSTRUCCIÓN **787**

A. EL HORMIGÓN Y SUS COMPONENTES **787**

F.1. Propiedades Importantes del Hormigón. 787
F.2. Docilidad. 787
F.3. Durabilidad. 787
F.4. Efectos del Curado en la Resistencia. 791
F.5. Efectos en las Propiedades del Hormigón del Aire Ocluido. 792
F.6. Tipos de Cemento Pórtland. 794
F.7. Falso Fraguado del Cemento. 795
F.8. Uso de Puzolanas. 796
F.9. Calidad y Granulometría de los Áridos. 796
F.10. Calidad del Agua de Amasado y de Curado. 799
F.11. Uso de Aditivos. 799
F.12. Control en Obra. 799

B. DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN **801**

F.13. Introducción. 801
F.14. Cálculo del Agua Necesaria. 801
F.15. Cálculo del Cemento Necesario. 802
F.16. Cálculo de los Aditivos Necesarios. 802
F.17. Cálculo del Árido Necesario. 803
F.18. Cálculo de Dosificaciones. 806
F.19. Dosificación de Amasadas. 806
F.20. Ajustes de la Dosificación de Ensayo. 807
F.21. Dosificaciones para Trabajos Pequeños. 809

C. FABRICACIÓN, PUESTA EN OBRA, CURADO E INSPECCIÓN DEL HORMIGÓN **810**

F.22. Producción y Control del Árido. 810
F.23. Métodos de Amasado e Instalaciones en las Plantas de Hormigonado. 811
F.24. Fabricación de Hormigón de Calidad. 811

F.25. Preparaciones Preliminares a la Puesta en Obra. 813
F.26. Transporte. 813
F.27. Puesta en Obra. 814
F.28. Curado. 819

D. BIBLIOGRAFÍA **820**

F.29. Bibliografía. 820

APÉNDICE G. PLIEGO DE CONDICIONES **821**

G.1. Introducción. 821

A. PROTECCIÓN Y CALIDAD MEDIOAMBIENTAL **821**

G.2. Preservación del Paisaje. 821
G.3. Preservación de la Vegetación. 822
G.4. Prevención de la Contaminación del Agua. 823
G.5. Disminución de la Contaminación del Aire. 825
G.6. Disminución del Polvo. 826
G.7. Disminución del Ruido. 826
G.8. Disminución de la Luminosidad. 827
G.9. Preservación de los Restos Arqueológicos. 827
G.10. Control de la Vegetación. 827
G.11. Pesticidas. 828
G.12. Limpieza y Vertido de Materiales de Desecho. 828

B. EXCAVACIÓN **830**

G.13. Limpieza del Emplazamiento de la Presa. 830
G.14. Clasificación de la Excavación. 831
G.15. Tipos de Excavación (Alternativa). 832
G.16. Definición de los Materiales. 832
G.17. Excavación a Cielo Abierto. 833
G.18. Perforación de Agujeros para Excavaciones. 837
G.19. Excavación para la Cabeza de Inyección. 837
G.20. Excavaciones para la Cimentación de la Presa. 838
G.21. Desbroce. 840
G.22. Excavación a Cielo Abierto para Cimentación de Estructuras. 840
G.23. Capa de Protección para la Cimentación de Estructuras. 841
G.24. Zona de Préstamos. 842
G.25. Depósitos de Roca (que debe suministrar el contratista). 846
G.26. Origen de las Rocas (facilitadas por la Administración). 847
G.27. Eliminación de Materiales Excavados. 848

C. TERRAPLÉN **849**

G.28. Construcción del Terraplén. Generalidades. 849
G.29. Terraplén de la Presa, Zona 1. 853
G.30. Rellenos Especialmente Compactados, Zona 1. 863
G.31. Calicatas para Ensayos en Relleno Compactado. 864
G.32. Relleno en el Terraplén de la Presa, Zona 2. 865
G.33. Relleno en el Terraplén de la Presa, Material de Drenaje, Zona 3. 868
G.34. Arena, Grava y Guijarros en el Terraplén de la Presa, Zona ___. 870
G.35. Relleno de Material Mixto en el Terraplén de la Presa, Zona ___. 872
G.36. Pedraplenes en las Presas de Tierra, Zona___ 873
G.37. Rellenos Impermeables. 874

G.38. Compactación del Relleno Impermeable. 874
G.39. Compactación del Relleno Permeable. 875
G.40. Relleno de Roca. 876
G.41. Filtros. 877
G.42. Lecho de Asiento de la Escollera. 877
G.43. Escollera. 878

D. CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES Y GALERÍAS[44] **881**

G.44. Construcción de Túneles. General. 881
G.45. Drenaje, iluminación y Ventilación del Túnel durante la Construcción. 883
G.46. Excavación del Túnel. 883
G.47. Capa de Protección de Hormigón Proyectado. 885
G.48. Sistema de Estructura de Acero como Soporte del Túnel. 886
G.49. Cuñas de Calzo, Apuntalamientos y Extensores. 887
G.50. Anclajes en la Roca para Soporte en Túneles. 887
G.51. Mallas Metálicas para Soporte de los Túneles. 889
G.52. Soporte del Túnel con Hormigón Proyectado. 890
G.53. Preparación para la Colocación del Recubrimiento. 894
G.54. Hormigón para Recubrimiento del Túnel de Desagüe y Cámara de Compuertas. 894
G.55. Lechada de Relleno. 896

E. INYECCIONES DE CEMENTO **897**

G.56. Requisitos para la Inyección de Lechada a Presión, Generalidades. 897
G.57. Taladrando Barrenos para Inyección de la Cimentación. 900
G.58. Tuberías para Inyectar la Cimentación. 901
G.59. Conexiones de los Taladros para Inyectar. 902
*G.60. Inyección a Presión *(Cimentaciones y Desagües).* 903
G.61. Inyecciones en la Cimentación con Lodos. 910
G.62. Hormigón de Limpieza. 911

F. ESPECIFICACIONES DEL HORMIGÓN **912**

G.63. Introducción. 912
G.64. Fuentes de Información. 914
G.65. Materiales. 914
G.66. Composición. 916
G.67. Dosificación, Mezclado y Amasado. 916
G.68. Puesta en Obra del Hormigón, Curado y Protección. 916
G.69. Reparación del Hormigón. 917
G.70. Abono. 917
G.71. Costes. 917
G.72. Fuentes de Información. 918
G.73. Composición. 918
G.74. Medidas de Control de Calidad del Hormigón y Programa de Control de Calidad. 919
G.75. Materiales Cementantes. 921
G.76. Aditivos. 925
G.77. Agua. 927
G.78. Arena. 928
G.79. Árido Grueso. 930
G.80. Dosificación. 932
G.81. Mezclado. 935
G.82. Temperatura del Hormigón. 936
G.83. Encofrados. 936
G.84. Armaduras (y Mallazos). 940

G.85. Tolerancia para Construcciones de Hormigón. 944
G.86. Preparación para la Puesta en Obra. 949
G.87. Puesta en Obra. 950
G.88. Finalización y Acabado. 954
G.89. Reparaciones del Hormigón. 955
G.90. Protección. 957
G.91. Curado. 957
G.92. Medición del Hormigón. 961
G.93. Abono del Hormigón. 962

G. VARIOS **962**

G.94. Desvío y Protección del Cauce durante la Construcción. 962
G.95. Extracción del Agua de la Cimentación. 964
G.96. Pantalla de Hormigón u otro Material Aglomerado con Cemento. 965
G.97. Tablestacas Metálicas. 966
G.98. Consolidación del Cimiento de la Presa por Inundación. 967
G.99. Tierra Vegetal para Siembra. 967
G.100. Agua para las Zonas de Siembra. 968
G.101. Siembra. 968
G.102. Juntas y Bordes en el Hormigón. 971
G.103. Juntas de Estanqueidad de Goma. 973
G.104. Juntas de Estanqueidad de PVC. 976
G.105. Material Elástico de Relleno en Juntas de Hormigón. 979
G.106. Obturadores Metálicos. 980
G.107. Juntas de Estanqueidad Metálicas. 981
G.108. Taladros para Barras de Anclaje e Inyecciones. 982
G.109. Drenaje. Generalidades. 982
G.110. Drenes de Pie de Presa. 983
G.111. Drenajes Bajo Estructuras. 985
G.112. Perforación de Taladros para Drenajes. 987
G.113. Drenes de Tubería de Fundición. 988
G.114. Encachado de Roca en Drenes Abiertos. 988
G.115. Voladuras de Rocas. 989
G.116. Información de las Investigaciones del Subsuelo. 991
G.117. Protección de Laderas con Suelo-Cemento. 992

H. BIBLIOGRAFÍA **998**

G.118. Bibliografía. 998

APÉNDICE H. LISTA DE CONTROL ESTÁNDAR PARA INSPECCIÓN "IN SITU" DE PRESAS Y ESTRUCTURAS **999**

APÉNDICE I. FACTORES DE CONVERSIÓN **1005**

ÍNDICE DE MATERIAS **1011**

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1.-Distintas clases de diques de control. Las pozas formadas por estos diques crean condiciones favorables del hábitat que incrementan las poblaciones de peces. 103-D-1793 7
Figura 2.2.-Esquema constructivo de una estructura de abrigo artificial. De [16]. 103-D-1794 8
Figura 2.3.-Canales artificiales de desove a lo largo del Canal Tehama-Colusa. Parte del Proyecto Central Valley, California. P801-D-81027 8
Figura 2.4.-Escala de peces Alasca. Presa Ice Harbour, Alaska. P801-D-81028 9
Figura 2.5.-Rejilla de tambor, estructura de paso de peces. De [14]. 103-D-1795 10
Figura 2.6.- Cercados traspasables por antílopes y estructura de paso para antílopes. De [14]. 103-D-1796 13
Figura 2.7.-Esquema típico de plantaciones como alimento y refugio. Presa Angostura, Dakota del Sur. De [14]. 103-D-1797 14
Figura 2.8.-Detalles para la construcción de una plataforma de nidificación para gansos. De [14]. 103-D-1798 15
Figura 2.9.-Islas artificiales de nidificación. Embalse Canyon Ferry, Montana. De [14]. P801-D-81029 16
Figura 2.10.-Esquema típico de regulación del nivel del agua para un embalse de agua templada. De [26]. 103-D1799 17
Figura 2.11.-Paso de fauna vallado sobre el Canal Tigre Creek, California. De [14]. P801-D-81030 18
Figura 2.12.- Rampa de escape para ciervos Richmond modificada. El sentido del agua es de izquierda a derecha. De [14]. P801-D-81031 19
Figura 2.13.- Estructura de toma multipropósito con posibilidad de tomas a varios niveles. 103-D-1800 20
Figura 2.14.- Sistema de aireación y difusión de aire para un embalse. 103-D-1801 21
Figura 2.15.- Embarcadero flotante, válido para distintos niveles del agua. 103-D-1802 23
Figura 3-1.- Principio del hidrograma unitario. 103-D-1848 35
Figura 3-2.- Aplicación del hidrograma unitario. 103-D-1849 36
Figura 3-3.- Relaciones del tiempo de retardo del hidrograma unitario. Great Plains. 103-D-1850 39
Figura 3-4.- Relaciones del tiempo de retardo del hidrograma unitario, Rocky Mountains. 103-D-1851 42
Figura 3-5.- Relaciones del tiempo de retardo, Southwest Desert, Great Basin and Colorado Plateau. 103-D-1852 45
Figura 3-6.- Relaciones del tiempo de retardo, Sierra Nevada, California. 103-D-1853 48
Figura 3-7.- Relaciones del tiempo de retardo, Coast and Cascade ranges of California, Oregon and Washington. 103-D-1854. 51
Figura 3-8.- Relaciones del tiempo de retardo, urban basins. 103-D-1855 53
Figura 3-9.- Hidrograma unitario adimensional y ejemplo de cálculo. 103-D-1856. 60
Figura 3-10.- Típico hidrograma adimensional en S. 103-D-1857 60
Figura 3-11.- Elementos típicos de un hidrograma completo de avenidas. 62
Figura 3-12.- Curva envolvente típica. 103-D-1859 66
Figura 4.1.-Presa Crescent Lake; pequeña presa de tierras de almacenamiento en Crescent Creek, Oregón. 806-126-92 72
Figura 4.2.-Presa Black Canyon; presa de gravedad de hormigón para almacenamiento y derivación en el río Payette, Idaho. 73
Figura 4.3.- Presa Knight, presa pequeña de derivación sobre el río Duchesne cerca de Duchesne en Utah. P66-400-3167 74

Figura 4.4.-Presa Olympus; una combinación de presa de tierra y de gravedad en hormigón en el río Big Thompson, Colorado. La sección de hormigón contiene el vertedero y los desagües de fondo a un canal. 245-704-3117 75
Figura 5-1.-Plano geológico y sección del emplazamiento de una presa. 288-D-2470. 86
Figura 5-2.- Sondeos para materiales de los diques- Mapa con la localización de las áreas de préstamos y sección típica transversal. 288-D-2471. 87
Figura 5-3.-Típico depósito de talud utilizable para escollera. Situados en la base de formaciones basálticas en Grant County, Washington. 3PPG-1. 90
Figura 5-4.-Triángulo para clasificación básica de suelos según su textura (U. S. Soil Conservation Service). 288-D-2782. 100
Figura 5.5.-Estratos de rocas que muestran el plegamiento en las rocas sedimentarias, (A) Formación Satanka, (B) Formación Lyons, (C) Formación Morrison y (D) Formación Dakota inferior y central (Servicio Forestal de los Estados Unidos). PX-D-16265 103
Figura 5-6.- Planicie en embudo indicando suelos profundos sobre carniolas, desarrollada en un clima húmedo (U.S Agricultural, Stabilization and Conservation Service). PX-D-16264. 104
Figura 5-7.-Curva granulométrica típica de un suelo. 108
Figura 5-8.-Angulosidad típica de granos gruesos. PX-D-16266. 109
Figura 5-9.-Ensayo para el límite líquido. PX-D-17009 109
Figura 5-10.-Ensayo para determinar el límite plástico. PX-D-16530 109
Figura 5-11.-Ensayos de dilatancia para limos. PX-D-16335 110
Figura 5-12. – Tabla de clasificación de suelos (Método de laboratorio). (Parte 1 de 2). 112
Figura 5-12. – Tabla de clasificación de suelos (Método de laboratorio). (Parte 2 de 2). 113
Figura 5-13.- Resistencia a esfuerzo cortante de los suelos compactados. 288-D-2474 118
Figura 5-14.- Permeabilidad de suelos. (Según Casagrande y Fadum, 1940). 103-D-1860. 119
Figura 5-15.- Planos de corte de minerales. 288-D-2918 120
Figura 5-16.- Masas ígneas intrusitas. (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2919. 122
Figura 5-17.- Tres diques que cortan estratos sedimentarios. (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2920. 122
Figura 5-18.-Flujo de lava volcánica solidificada tipo bloque. La capa volcánica expulsada (ceniza) cubre el área de la izquierda y en el primer plano. (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2921. 124
Figura 5-19.- Texturas de las rocas ígneas. (l) Grano grueso, (2) grano fino, (3) vítrea y (4) porfídica. (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2922. 125
Figura 5-20.- Tabla de clasificación de rocas ígneas modificada de [3]. 103-D-1861. 126
Figura 5-21.-Estructura escoriácea de una roca de lava efusiva. (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2923. 127
Figura 5-22.- Tabla de clasificación de rocas sedimentarias. Modificada de [3]. 128
Figura 5-23.-Conglomerados. (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2925. 129
Figura 5-24.-Caliza fosilífera. (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2926. 129
Figura 5-25.- Foliación en rocas metamórficas sedimentarias (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2927. 130
Figura 5-26.- Tabla de clasificación de rocas metamórficas. Modificada de [3]. 103-D-1863. 131
Figura 5-27.- Tabla de clasificación de rocas piroclásticaas. Modificada de [4].y [5]. 132
Figura 5.28.-Vista aérea y plano topográfico de un abanico aluvial. Posible cantera de arenas y gravas. 288-D-2928 y 288-D-2929. 138
Figura 5-29.-Vista aérea y plano topográfico de un depósito fluvial que muestra los aluviones del río y tres terrazas de gravas a distintos niveles. (Fotografiado por USGS). PX-D-16259. 139

Figura 5.30.-Vista aérea y plano topográfico de una morrena terminal de glaciación continental. (Fotografiado por U.S. Commodity Stabilization Service). PX-D-16260 141
Figura 5.31.-Vista aérea y plano topográfico de un loess. Identificado por sus suaves lomas de limo, generalmente paralelas; su red de drenaje en ángulos rectos; laderas escarpadas; hondonadas y arroyos de fondo plano. (Fotografiado por U.S. Commodity Stabilization Service). PX-D-16263 142
Figura 5.32.- Corte casi vertical de 27 m. de altura en una formación en loess en Nebraska. GE-144-11. 143
Figura 5-33.- Importancia de los métodos geofísicos en ingeniería civil. (en 100 proyectos) 147
Figura 5-34.- Instalación y lecturas de sismógrafo. 103-D-1866. 150
Figura 5-35.- Tipos de ondas de superficie. 103-D-1867. 151
Figura 5-36.- Medida de resistividad dipolo-dipolo. 103-D-1868 154
Figura 5-37.- Diagrama esquemático de la penetración del radar en el subsuelo. 103-D-1869. 155
Figura 5-38.- Excavación en trinchera mostrando el apuntalamiento hidráulico. Zanja 1, Pyramid Lake, Nevada (octubre 1983). P801-D-81042 159
Figura 5-39.-Ensayo de cono de penetración usando un equipo de sondeo convencional 161
Figura 5-40.- Equipo de cono de penetración eléctrico transportable montado en un camión. 161
Figura 5-41.- Ejemplo de datos de salida de un cono de penetración eléctrico. 103-D-1870. 162
Figura 5-42.- Toma muestras Standard. 101-D-169. 163
Figura 5-43.- Barrena toma muestras abierta. 288-D-2933. 163
Figura 5-44.- Realización de un ensayo de penetración standard usando un equipo de sondeo PX-D-34356 164
Figura 5-45.- Sondeo de barrena helicoidal montado sobre vehiculo todo terreno. D-1635-11. 164
Figura 5-46.- Sistema de taladro hueco con tapón central. D-1635-14 165
Figura 5-47.- Taladro de gran disco con dientes de ripado. D-1635-18. 168
Figura 5-48.- Plataforma de taladro de cubo en posición de trabajo con una triple barra Nelly de 7,3 m (24 pies) y cubo de 91 cm (36 pulgadas). D-1635-20. 169
Figura 5-49.- Sondeo de cabeza rotativa con torre de perforación. P801-D-81043. 171
Figura 5-50.- Puesta en obra de sondeo Kelly. Actuador automático de presión y soporte P801-D-81044. 172
Figura 5-51.- Sondeo horizontal rotativo. Modelo 500 Aardvark con una guía lateral en forma de cajón, montada sobre un tractor oruga. P126-100-4001. 176
Figura 5-52- Torre de perforación de un taladro de toma de muestras usado en la exploración del cimiento de una presa. E-225-4NA 179
Figura 5-53- Tipos de taladros de mano; helicoidal de 5 cm (2 pulgadas), Iwan de 5 y 15 cm (2 y 6 pulgadas) y Fenn de 15 cm (6 pulgadas) ajustable. PX-D-16998. 185
Figura 5-54- Muestras de taladro. PX-D-16331. 185
Figura 5-55- Explosión en roca en un acantilado para cantera de escollera. Presa de Stampede, California. La roca es basalto con un peso específico de 2,6. P949-235-432NA, P949-235-436NA. 186
Figura 5-56.-Primeros pasos para obtener a mano una muestra inalterada; (A) del fondo de un pozo o de la superficie del terreno; (B) de un corte o de la pared de un pozo. PX-D-4788. 189
Figura 5-57.-Pasos finales para obtener a mano una muestra inalterada. PX-D-4783. 190
Figura 5-58.- Motosierra equipada con cadena de punta de carburo utilizada para cortar un bloque de muestra. 191
Figura 5-59.-Doble tubo testigo utilizado para obtener muestras de roca. 288-D-2514. 195
Figura 5-60.-Nomenclatura de equipos de taladro toma muestras de diamante (Diamond Core Drill Manufactures Association). 288-D-2887. 196
Figura 5-61.-Tipos de diámetros para taladro toma muestras (Diamond Core Drill Manufactures Association). 288-D-2888. 197

Figura 5-62.-Diámetros nominales de tubos y accesorios para taladro toma muestras (Diamond Core Drill Manufactures Association). 288-D-2889.....198
Figura 5-63.-Estándares de toma muestras (Diamond Core Drill Manufactures Association). 288-D-2890.....198
Figura 5-64.-Estándares de barras de taladro (Diamond Core Drill Manufactures Association). 288-D-2891. ..199
Figura 5-65.-Ejemplo de ficha geológica de un sondeo. (hoja 1 de 2). 200
Figura 5-65.-Ejemplo de ficha geológica de un sondeo. (hoja 2 de 2). 201
Figura 5-66.-Ejemplo de ficha de ensayo de pozo o sondeo.....202
Figura 5-67.- Ficha de datos de un sondeo y ensayo de penetración. Canal Gulf Coast. Proyecto Gula Basins, Texas. 288-D-2872.....203
Figura 5-68.-Registro de una muestra obtenida de un sondeo rotatorio. P1222-142-2198.....209
Figura 5-69.-Ensayo de permeabilidad en suelo con tuberías abiertas realizado en el emplazamiento. 288-D-2476.....213
Figura 5-70.-Ensayo de permeabilidad con tapones para roca. 288-D-2477 214
Figura 5-71.-Determinación de la densidad "in situ" sustituyendo suelo con arena de peso específico dado.....215
Figura 5-72.-Procedimiento de ensayo del peso específico en el emplazamiento. 101-D-285.....217
Figura 5-73.-Ejemplo de curvas de análisis granulométrico.....218
Figura 5-74.-Curvas de ensayo de compactación en laboratorio. 288-D-2478.....220
Figura 6-1.-Vista de la presa desde aguas arriba y de la toma con pantalla de protección contra peces, presa de Crane Prairie, en el río Deschutes, en Oregón.....227
Figura 6-2.-Presa de Fruitgrowers; presa de tierra de almacenamiento emplazada fuera del cauce, en Colorado. 228
Figura 6-3.-Presa de Shadow Mountain, estructura de tierra en el río Colorado. Construida como parte de un gran plan de derivación. SM-175-CBT. 229
Figura 6-4.-Filtración a través de una presa completamente homogénea. 288-D-2479.....230
Figura 6-5.-Filtración a través de una presa homogénea modificada. 288-D-2479 230
Figura 6-6.- Pantalla inyectada utilizada en el estribo de la presa de Granby, Colorado. 101-D-245. 235
Figura 6-7.-Juntas utilizadas por el Bureau of Reclamation para inyecciones: (A) De cuero. (B) Mecánica. 288-D-2873.....237
Figura 6-8.-Juntas utilizadas por Bureau of Reclamation para inyectar: (C) Neumática. (D) Cónica. 288-D-2874 238
Figura 6-9.-Tipos de juntas para taladros de inyección utilizadas por Bureau of Reclamation para inyectar. (A) De izquierda a derecha: De cuero y cónica, (B) De abajo a arriba: Mecánica y neumática. 241
Figura 6-10.-Sistema de circulación de inyección. 288-D-2866.....242
Figura 6-11.-Planta de inyección utilizada en la Presa de Ruedi, Colorado. P382-706-1134NA.....242
Figura 6-12.- Hormigonado de la capa en la Presa de Navajo, Nuevo Méjico. Las entradas de la inyección se sitúan a intervalos fijos de 3 m. 711-422-250.....243
Figura 6-13.-Cálculo de la filtración por la fórmula de Darcy. 288-D-2482 246
Figura 6-14.-Componentes de las presiones de filtración. 288-D-2482 247
Figura 6.15.-Excavación de la zanja de impermeabilización y relleno. Great Cut Dike, proyecto Dolores, Colorado. CN71-438-10903NA 249
Figura 6-16.-Colocación del relleno compactado en la zanja de impermeabilización. Presa de Sugar Loaf, Colorado. En medio de la foto, se puede ver la construcción de la zona de las compuertas de desagüe. P383-706-2578 251
Figura 6-17.- Pantalla impermeable con muro de cemento 252

Figura 6-18. Secuencia de operaciones para la construcción de una zanja de lechada. (U.S. Army Corps of Engineers) 288-D-2783 253
Figura 6-19. Excavación de una zanja de lechada. (U.S. Army Corps of Engineers) 288-D-2794 253
Figura 6-20. Extracción de arena mediante aire del fondo de una zanja de impermeabilización (U.S. Army Corps of Engineers) 288-D-2895.....258
Figura 6-21. Construcción de un manto impermeable en el estribo derecho en la presa Ochoco, en un afluente del río Crooked, en Oregón.....260
Figura 6-22.-Paramento de aguas arriba de la presa Ochoco.....260
Figura 6-23. Secciones aguas abajo en cimientos permeables 288-D-2483 261
Figura 6-24.-Diseño típico de filtros. 103-D-1828 265
Figura 6-25.-Instalación de un drenaje de pie de presa típico.....267
Figura 6-26.-Construcción de un drenaje de pie de presa en la Presa de Calamos, Nebraska. P801-D-81041....267
Figura 6-27. Pozos de drenaje y accesorios. 288-D-2485.....268
Figura 6-29.-Tratamiento de cimientos estratificados. 288-D-2487.....274
Figura 6-30.-Tratamiento del Caso 2. Cimientos permeables cubiertos. Con capas impermeables superiores de espesor mayor de 1 metro y menor que la altura del embalse. 288-D-2488.....275
Figura 6-31.-Configuración e identificación del loess en la cuenca del río Missouri. 288-D-2489.....281
Figura 6-32.-Curvas de compresión tipo de los loes de la cuenca del río Missouri. 288-D-2490 281
Figura 6-33.-Proyecto de una presa sobre un cimiento de grano muy fino saturado.288-D-2491.....283
Figura 6-34.-Criterios para proyectar cimentaciones en suelos de grano fino relativamente secos. 288-D-2492284
Figura 6-35.-Criterios alternativos para proyectar cimentaciones en suelos de grano fino relativamente secos. 288-D-2785 284
Figura 6-36.-Geología del estribo derecho de la presa Medicine Creek. Estructura de tierra en Medicine Creek, Nebraska. 288-D-2493 285
Figura 6-37.-Inundación del cimiento de la presa de Medicine Creek. 404-1227B.....286
Figura 6-38.-Gráfico de los asientos del cimiento de loess en la presa de Medicine Creek. 288-D-2494.....288
Figura 6-39- Posición de la línea freática de un terraplén heterogéneo. 288-D-2495.....290
Figura 6-40.-Efecto de un desembalse rápido en las presiones intersticiales en la presa de Alcova, una estructura de tierra en el río North Plate, Wyoming. 288-D-2496 291
Figura 6-41.-Situación de las zonas no predeterminadas (variables) de material de relleno en las secciones del terraplén. 288-D-2787 295
Figura 6-42.-Diagrama de distribución de materiales del dique de San Justo. Es un terraplén de tierra formando un embalse en unión con una presa; cerca de Hollister, California. 927-D-1075.....298
Figura 6-43.-Tamaño de los núcleos impermeables utilizado en presas de tierra. 288-D-2497 301
Figura 6-44.Mapa de riesgo sísmico de los Estados Unidos. 103-D-1830 306
Figura 6-45. Ejemplos de detalles de coronaciones con bombeo máximo. 103-D-1831 308
Figura 6-46.-Escollera en el talud de aguas arriba de una presa de tierra en excelente estado después de 50 años de servicio. La estructura corresponde a la presa de Golb Springs, Oregón, que forma parte del proyecto Umatilla de un embalse fuera del cauce, en Oregón. IO-2194 311
Figura 6-47.-Talud de aguas arriba pavimentado en una presa de tierra, en excelente estado después de 40 años de servicio. La estructura corresponde a la presa Mckay sobre un afluente del río Umatilla, Oregón. 288-D-2878 312
Figura 6-48.- Vertido de escollera en el talud de aguas arriba. Presa de Meeks Cabin, Wyoming. P415-432-720 313
Figura 6-49.-Desplazamiento de la escollera en un dique de poca altura por la acción de las olas. 288-D-2936315

Figura 6-50.- Escollera de protección terminada en la cara de aguas arriba de la Presa de Blue Mesa, Colorado. P662A-427-10496NA. 318
Figura 6.51.-Escollera colocada a mano en el dique de Indian Creek, situada fuera del cauce, para el embalse de Strawberry, parte de un proyecto de transvase en Utah. 288-D-2935 319
Figura 6.52.-Bloques de revestimiento de hormigón en el talud de aguas arriba de la presa Belle Fourche. Nótese el estado de deterioro de este tipo de revestimiento después de 40 años de servicio, a pesar de un considerable mantenimiento. La presa de Belle Fourche es una estructura de tierra en un afluente del río Belle Fourche. en el sur de Dakota. 288-D-2937 319
Figura 6.53.- Suelo-cemento pavimentando la pendiente de aguas arriba de la Presa Cheney, Kansas. El suelo-cemento está en excelentes condiciones después de numerosas tormentas. P835-526-1006NA....319
Figura 6.54.- Sección tipo de una protección de talud con suelo-cemento. Presa de Cheney. Kansas. 288-D-2795 319
Figura 6.55.- Colocación de protección de talud con suelo-cemento. Presa de Stravation. Uthah. P66-418-3549 320
Figura 6.56.- Talud de aguas abajo de la presa de Belle Fourche protegido con hierba. 288-D-2938 321
Figura 6-57.-Secciones tipo de una cuneta de guarda y un drenaje a cielo abierto. 288-D-2498 321
Figura 6.58.- Embalse de Regulación Amarillo. Situado fuera del río en el Acueducto del Río Canadian, Tejas (finalizado en 1965). De 62-D-322 324
Figura 6-59.- Dique de Cawker. Protege la Ciudad de Cawker, Kansas, de las aguas del lago Wascondo (construido en 1967). De 495-D-245 324
Figura 6-60.-Sección tipo, presa Big Sandy, situada en Big Sandy Creek, Wyo. Construida en 1950-52. 288-D-2940 324
Figura 6-61.-Presa embalse de Carpintería, embalse terminal de un sistema de distribución situado cerca de Carpintería, California. Construida en 1952-53. De 103-D-585 325
Figura 6-62.-Construcción del Revestimiento de hormigón en el embalse de Carpintería. SB-3262-R2 325
Figura 6-63.-Presa de Carter Lake núm. 3, emplazada en Dry Creek (afluente del río Big Thompson), Colorado (construida en 1950-52). 288-D-2939 326
Figura 6-64.-Presa de Crane Prairie. Emplazada en el río Deschutes, Oregón (construida en 1939-40). De 103-D-581 326
Figura 6.65.-Presa del lago Crescent, situada en Crescent Creek, Oregon (construida en 1954-56).de 103-D-586 326
Figura 6-66.-Presa de Dickinson, emplazada en el río Heart, N. Dak. (Construida en 148-50). De 103-D-584 .327
Figura 6-67.-Presa de Dry Falls, emplazada cerca de Coulee City, Washington. Forma la barrera sur del embalse de regularización de Grand Coulee (construida en 1946-49.). De 103-D-583 328
Figura 6-68.-Presa de Fruitgrowers, emplazada en Alfalfa Rum Wash, Colorado. Sus principales aportaciones las obtiene de Currant y Surface Creek (Construida en 1938-39.) De 103-D-581 328
Figura 6-69.-Presa de Howard Prairie, emplazada en Beaver Creek (afluente del Jenny Creek). Oregón (construida en 1957-59). De 103-D-587 328
Figura 6-70.-Dique del Lion Lake, construido para el embalse de agua de abastecimiento para la presa del campo Hungry Horse, Mont (construida en 1947). De 103-D-583 329
Figura 6-71.-Presa Lovewell, emplazada en el río Republican (fuera del cauce del White Rock Creek) Kans. (construida en 1954-57). De 103-D-586 329
Figura 6-72. Presa de Eklutna, Alaska. Construida para reemplazar una presa anterior dañada en el terremoto de Alaska en 1964 (terminada en 1965). De 783-D-639 329
Figura 6-73.- Presa de Coger Two Medicine, Montana. Esta estructura reemplaza una presa que vertió por coronación por una avenida no prevista (finalizada en 1967). De 2-D-24 330

Figura 6.74.-Presa de Olympus, emplazada en el río Bib Thompson, Colorado. (Construida en 1947-49.). De 103-D-583 330
Figura 6-75.-Presa de Picacho North. Presa de retención situada en la rama norte del arroyo Picacho, N. Mex. (Construida en 1953-54.) De 103-D-586 330
Figura 6-76.-Presa de Picacho South, presa de retención emplazada en la rama Sur del arroyo Picacho, N. Mex. (Construida en 1953-54.) De 103-D-586 332
Figura 6-77.-Presa de Pishkun, situada fuera de la corriente del río Sun, Mont. (Construida en 1930-31.). De 103-D-580 332
Figura 6-78.- Embalse de regulación de Lubbock. Situado en fuera del río cerca de Lubbock, tejas (terminado en 1966). De 662-D-409 333
Figura 6-79.-Presa de Shadow Mountain, emplazada en el río Colorado, Colorado. (Construida en 1943-46.) De 103-D-582 333
Figura 6.80.-Presa del Soda Lake, emplazada fuera de la corriente del río Columbia, Washington. (Construida en 1950-52.) De 103-D-584 333
Figura 6-81.-Presa de Stubblefield, emplazada fuera de la corriente del río Vermejo, North México. (Construida en 1953-54.) De 103-D-585 334
Figura 6-82.-Secciones de la presa Tiber, emplazada en el río Marias, Mont. (Construida en 1953-56). De 28-D-2501 335
Figura 6-83 Presa de Sheep Creek Barrier. Una presa para control de los sedimentos en el sur de Utah (construida en 1956). De 788-D-12 335
Figura 6-84.-Plano general y secciones de la presa Wasco. Situada en Clear Creek (afluente del río Blanco), Oregón (finalizada en 1958). De 350-D-4 336
Figura 6-85.-Secciones de la presa Wasco, emplazada en Clear Creek (afluente del río Blasco), Oregón. (Finalizada en 1958) De 350-D-4 337
Figura 6-86.-Sección del dique de la presa de Ute, Nuevo Méjico. Esta estructura se construyó (1982-83) en el río Canadian junto a un recrecimiento de la presa para aumentar la capacidad de almacenamiento y el control de avenidas. 103-D-1832 338
Figura 6-87.-El dique de San Justo. Construido (1985) junto a la presa de San Justo, para formar un embalse fuera del río, cerca de Hollister, California. De 921-D-1071. 338
Figura 6-88- Presa de Calamos. Construida (1985) en el Norte del Río Loup, Nebraska. De 628-D-253 339
Figura 7-1- Resistencia al deslizamiento de un dique. 288-D-2796 344
Figura 7-2- Detalle de una pantalla de impermeabilización de hormigón. 103-D-1878. 347
Figura 7-3- Detalle de una pantalla de impermeabilización de hormigón asfáltico. 103-D-1879. 347
Figura 7-4- Detalle de una pantalla de impermeabilización de acero. 288-D-2503. 347
Figura 7-5- Losa horizontal de impermeabilización utilizada aguas arriba de una pantalla de hormigón. 288-D-2797. 348
Figura 7-6.- Escollera de granito en la cara aguas abajo de la Presa de Montgomery, Colorado. CH-520 - 150.349
Figura 7-7- Distribución del tamaño de granos para modelado de materiales de escollera. Adaptado de [14]. 288-D-2798. 351
Figura 7-8- Efecto del tamaño máximo de particula en el ángulo de fricción interna. Adaptado de [14]. 288-D-2799. 352
Figura 7-9- Sección típica máxima de una presa de escollera con núcleo de tierra utilizando núcleo central. 288-D-2800. 353
Figura 7-10.- Sección típica máxima de una presa de escollera con pantalla. 288-D-2801. 354
Figura 7-11.- Operación de regado en una escollera típica. Presa Montgomery, Colorado (Fotografía de Black y Veatch Ingenieros). 288-D-2879. 355

Figura 7-12.- Sección máxima de la presa Upper Blue River, Colorado. (Plano de Black y Veatch Ingenieros). 288-D-2880 358
Figura 7-13.- Colocación de material de filtro fino y grueso. Para el Dique New Exchequer Saddle de 16,8 m de altura, California. (Fotografía de Ingeniería Tudor y Co.). 288-D-2881. 361
Figura 7-14.- Colocación de hormigón utilizando encofrado deslizante. En el talud de aguas arriba de la presa New Exchequer. California. (Fotografía de Ingeniería Tudor y Co.). 288-D-2882. 362
Figura 7-15.- Colocación de hormigón proyectado en el talud de aguas arriba de la presa Taum Sauk. Missouri. (Fotografía de Union Electric Co.). 288-D-2883. 363
Figura 7-16.- Sección completa de escollera del dique de la presa Upper Blue River antes de la colocación de la pantalla. (Fotografía del Dept. of Public Utilities, Colorado Springs, Colorado). 288-D-2884. 365
Figura 7-17.- Colocación de hormigón asfáltico en el talud de la presa de Montgomery, Colorado. CH-520-81. 366
Figura 7-18.- Pantalla utilizada en la presa de Montgomery, Colorado. 288-D-2802. 366
Figura 7-19.- Superficie finalizada en aglomerado asfáltico de la presa Upper Blue River, Colorado. (Fotografía del Dept. of Public Utilities, Colorado Springs, Colorado). 288-D-2885. 367
Figura 7-20.- Pantalla de acero en el talud de aguas arriba de la presa de El Vado, New Mexico. La pantalla está en excelentes condiciones después de 25 años de servicio. 288-D-2886. 368
Figura 7-21.- Detalles de la pantalla de acero utilizada en la presa de El Vado, New Mexico. 288-D-2703. 371
Figura 7-22.- Detalles de la pantalla de acero utilizada en el dique Río Lagartijo, Venezuela. Según [24]. 288-D-2804. 372
Figura 7-23.- Detalles de la pantalla de acero utilizada en la presa de Sirinumu, New Guinea. Según [25]. 288-D-2805. 373
Figura 8-1.-Fuerzas actuantes en una presa de gravedad de hormigón. 288-D-2505. 380
Figura 8-2.-Designaciones de la superficie del agua. 103-D-1823 382
Figura 8-3.-Presiones del agua sobre el aliviadero de una presa de gravedad. 288-D-2506. 383
Figura 8-4.- Necesidad de análisis sísmico según la magnitud Richter y la distancia al epicentro. 103-D-1824.388
Figura 8-5.-Estimación en el emplazamiento del pico de la aceleración del suelo. 103-D-18254. 389
Figura 8-6.-Coeficientes de distribución de presiones para paramentos de talud constante. 288-D-2509. 390
Figura 8-8.-Diagrama de presiones estáticas a lo largo de la base de una sección horizontal de una presa de gravedad. 103-D-1871. 400
Figura 8-9.-Diagrama de presiones seudo-estáticas a lo largo de la base de una sección horizontal de una presa de gravedad. 103-D-1872. 401
Figura 9.1.-Aliviadero en servicio con una pequeña altura de caída de la presa Shadow Mountain, en el río Colorado, U.S.A. 288-D-2841. 408
Figura 9-2.--Hidrogramas de entrada y salida. 288-D-2399. 411
Figura 9.3.-Curva de capacidad de embalse. 288-D-2400. 413
Figura 9.4.-Curva de alturas-desagüe de aliviadero. 288-D-2401. 413
Figura 9.5.Relación entre el desagüe del aliviadero y el volumen de regulación. 288-D-2402. 415
Figura 9.6.-Costes comparativos de las distintas combinaciones de presa y aliviadero. 288-D-2403 416
Figura 9.7.-Planta y sección de un típico aliviadero en "pico de pato" y un aliviadero auxiliar (Hoja 1 de 2).De 278-D-49. 418
Figura 9.7.-Planta y sección de un típico aliviadero en "pico de pato" y un aliviadero auxiliar (Hoja 2 de 2).De 278-D-49.. 419
Figura 9-8.-Vista aérea del aliviadero principal (mismo aliviadero de las figuras 9-7 y 9-9). 288-D-2896. 420

Figura 9-9.-Vista aérea de los aliviaderos principal y auxiliar (mismo aliviadero de las figuras 9-7 y 9-8). 288-D-2897. 420
Figura 9-10.-Coronación del aliviadero semicircular de pequeña caída de la presa de Fruitgrowers en Colorado. 288-D-2898. 421
Figura 9-11.-Instalación típica de un aliviadero de caída libre de poca altura. 288-D-2899. 425
Figura 9-12.-Disposición típica de un aliviadero con canal lateral y cuenco amortiguador. 288-D-2900. 426
Figure 9-13.-Aliviadero en laberinto de 14 módulos de la presa de Ute . Longitud total de 1.024 m (3,360 pies) contenidos en un ancho de 256 m (840 pies). La altura del aliviadero es de 9,15 m (30 pies) y desagua un caudal de diseño de 16.700 m^3/s (590,000 $pies^3/s$) para un calado en labio de 5,80 m (19 pies). P801-D-81045. 427
Figura 9-14.-Aliviadero en canal con rápida de la presa Scofield en Utab. 288-D-2901. 428
Figura 9-15.-Aliviadero en pozo para una presa pequeña. 103-D-1873. 430
Figura 9-16.-Conducto y cuenco amortiguador de un aliviadero en pozo en la presa de Ridgway durante su construcción (1984). La presa está en el Río Uncompahgre, Dallas Creek Project, Colorado.P894-427-6200NA. 431
Figura 9-17.-Aliviadero en rampa con dientes. Presa de Conconully, Washington. El caudal mostrado circulando por el aliviadero es aproximadamente de 1,4 m3/s. P21-141-178NA. 432
Figura 9-18.-Proporciones básicas de un aliviadero en rampa dentada. 288-D-2807. 433
Figura 9-19.-Entrada Fujimoto para rampas dentadas. 433
Figura 9-20.-Altura recomendada para dientes y velocidades aceptables en aliviaderos de rampa con dientes. 288-D-2806. 434
Figura 9-21.-Coeficientes que definen el perfil del vertedero estricto. 288-D-2406 (boja 1 de 2). 439
Figura 9-21.-Coeficientes que definen el perfil del vertedero estricto. 288-D-2407 (boja 2 de 2). 440
Figura 9.22.-Perfil de vertedero estricto definido por composición de -curvas circulares. 288-D-2408. 441
Figura 9-23.-Coeficientes de desagüe de un vertedero estricto con pared vertical aguas arriba. 288-D-2409. 444
Figura 9-24.-Coeficiente de desagüe para alturas distintas de la de proyecto. 288-D-2410. 445
Figura 9.25.-Coeficientes de desagüe de un vertedero estricto con el paramento de aguas arriba inclinado. 288-D-2411. 445
Figura 9.26.-Efectos del calado de aguas abajo en el desagüe por vertedero. 288-D-2412. 446
Figura 9-27.-Relación de los coeficientes de desagüe debido al efecto del zampeado de aguas abajo. 288-D-2413. 447
Figura 9-28.-Relación de los coeficientes de desagüe debido al efecto del nivel de aguas abajo. 288-D-2414. 448
Figura 9-29.-Presiones negativas en la coronación del vertedero para $H_o/H_e = 0,75$. 288-D-2415. 452
Figura 9-30.-Presiones negativas en coronación en un desagüe con compuertas. 288-D-2416. 452
Figura 9-31.--Coeficiente de desagüe bajo compuerta. 103-D-1875. 454
Figura 9-32.-Características del flujo en un canal lateral. 288-D-2418. 456
Figura 9-33.-Comparación de distintas secciones transversales del canal lateral. 288-D-2419. 458
Figura 9-34.-Ejemplo del cálculo de un aliviadero en canal lateral. 288-D-2420. 458
Figura 9-35.-Flujo en cauces abiertos. 288-D-2421. 460
Figura 9-36.-Angulo de abocinamiento para canales convergentes o divergentes. 288-D-2422. 462
Figura 9-37.-Formas características del resalto hidráulico en función del número de Froude. 288-D-2423. 464
Figura 9-38.-Relación entre las variables en un resalto hidráulico en canal rectangular. 288-D-2424. 467
Figura 9-39.-Características del cuenco amortiguador para números de Froude entre 2,5 y 4,5. 288-D-2425. 468

Figura 9-40.-Características de alternativas de cuenco amortiguador con bajo números de Froude. 103-D-1876. 470
Figura 9-41.-Características del cuenco amortiguador para números de Froude mayores de 4,5, donde la velocidad de aproximación, $v_i \leq 18$ m/s. 288-D-2426....471
Figura 9-42.-Características del cuenco amortiguador para números de Froude mayores de 4,5. 288-D-2427. .473
Figura 9-43.- Relaciones entre los calados en el cuenco amortiguador y la carga hidráulica para distintas pérdidas de carga en el canal. 288-D-2428. 474
Figura 9-44.-Relación de curvas calados conjugados y caudales-calados aguas abajo. 288-D-2429. 475
Figura 9-45.-Trampolines sumergidos. 288-d-2430. 476
Figura 9-46.-Acción del agua en los trampolines lisos y dentados. 288-D-2431. 477
Figura 9-47.-Estado de socavación aguas abajo de un trampolín disipador liso-288-D-2904. 478
Figura 9-48.-Características del flujo en un trampolín dentado. 288-D-2432. 478
Figura 9-49.-Criterios que limitan el proyecto de un trampolín dentado. 288-D-2433. 480
Figura 9-50.-Definición de los símbolos en los trampolines sumergidos. 288-D-2434. 481
Figura 9-51.-Ejemplo de proyecto de dispositivo de disipación de energía. 288-D-2435. 481
Figura 9-52. Cuenco amortiguador como elemento disipador de energía. 288-D-2534. 482
Figura 9-53.-Características hidráulicas de un aliviadero de caída libre con resalto hidráulico o con bloques de impacto. 288-D-2437. 484
Figura 9-54.-Disipador de tipo de rejilla. 288-D-2438. 485
Figura 9-55.-Naturaleza del flujo y características del desagüe de un aliviadero en pozo circular. 288-D-2439.488
Figura 9-56.-Elementos del perfil de un vertedero circular. 288-D-2440. 489
Figura 9-57.-Relación entre el coeficiente de desagüe de coronación circular C_o y H_o/R_S para diferentes calados de aproximación (lámina aireada). 490
Figura 9-58.-Coeficiente de desagüe en coronación circular para cargas de agua distintas de la de proyecto. 288-D-2442. 490
Figura 9-59.-Relación entre H_S/H_o y H_o/R_S en un aliviadero de pared delgada con coronación circular. 495
Figura 9-60.-Perfiles superior e inferior de la lámina para vertedero circular (lámina aireada y velocidad de aproximación despreciable). 288-D-2444. 496
Figura 9-61.-Comparación de las distintas formas inferiores de la lámina para un vertedero circular con diferentes cargas de agua. 288-D-2445. 496
Figura 9-62.-Incremento necesario del radio de la coronación circular para hacer mínimas las presiones subatmosféricas a lo largo de la misma. 288-D-2446. 497
Figura 9-63.-Comparación de los perfiles de un vertedero en pozo para distintas condiciones. 288-D-2447. 498
Figura 9-64.-Vertedero en pozo. Perfil del ejemplo del texto de la sección 9.26(f). 228-D-2448. 499
Figura 9-65.-Boca de entrada, transición y conducto del ejemplo del texto. Del ejemplo de la sección 9.26(f). 288-D-2515. 501
Figura 9-66.-Aliviadero en pozo. Curvas de desagüe para el ejemplo del texto. 288-D-2516. 503
Figura 9-67.-Condiciones de flujo en conductos con pendientes suaves y fuertes. 288-D-2517. 506
Figura 9-68.-Curvas de carga-caudal para conductos con pendiente fuerte y diversos tipos de entrada. 288-D-2518. 508
Figura 9-69.-Características hidráulicas de un aliviadero de conducto, en carga. 288-D-2519. 509
Figura 9-70.-Coeficientes en desagüe para aliviaderos de conducto en cajón con toma de aristas vivas. Según [28]. 288-D-2520. 510
Figura 9-71.-Revestimiento de la solera de aliviaderos en canal. 103-D-1877. 517
Figura 10-1.- Típicas instalaciones de desagües de poca carga. 288-D-2523. 522

Figura 10-2.- Típicas instalaciones de desagües en lámina libre. 103-D-1937. 523
Figura 10-3.- Típicas instalaciones de desagües con conductos en presión y túneles. 103-D-1835. 524
Figura 10-4.- Típicas instalaciones de desagües combinando conductos en presión y lámina libre. 103-D-1833. 525
Figura 10-5.- Típicas instalaciones de desagües en túnel. 103-D-1835. 526
Figura 10-6.- Típicas instalaciones de desagües en presas de hormigón. 288-D-2941. 527
Figura 10-7.- Típicas instalaciones de desagües de tubería prefabricada. 288-D-2528. 529
Figura 10-8.- Relación entre la mínima carga de proyecto y el diámetro del conducto. 288-D-2529. 530
Figura 10-9.- Combinación de aliviadero y desagüe y cuenco amortiguador común. 103-D-1836. 531
Figura 10-10.-Flujo a través de tubos sumergidos. 288-D-2531. 545
Figura 10-11.- Pérdidas de carga en un conducto a presión. 288-D-2532. 548
Figura 10-12.-Coeficientes de pérdidas en codos. 551
Figura 10-13.- Conducto de transición típico 288-D-2809. 555
Figura 10-14.- Criterio de dimensionamiento para cuenco de amortiguación de impacto 288-D-2436. 556
Figura 10-15.- Cuenco de amortiguación de impacto en funcionamiento 288-D-2905. 557
Figura 10-16.- Instalación de disipación de energía con pozo amortiguador. Presa de Trenton, Nebraska. 288-D-2535. 558
Figura 10-17.- Pozo de amortiguación para disipación de energía con válvula de manga de 137 cm. 103-D-1838. 559
Figura 10-18.- Soportes típicos de un túnel de desagüe. Presa de Ruedi, Colorado P382-706-699NA. 565
Figura 10-19.- Detalles y secciones de túneles circulares. 103-D-1839. 570
Figura 10-20.- Detalles y secciones de túneles en herradura. 103-D-1840. 571
Figura 10-21.- Detalles y secciones de túneles en herradura modificados y otros. 103-D-1841. 572
Figura 10-22.- Definiciones de las dimensiones de la línea "A" y "B" para diferentes formas de túneles. 288-D-2813. 573
Figura 10-23.- Típicos anillos interceptores en conducto de desagüe. Presa de Silver Jack, Colorado. P 860-427-964NA. 574
Figura 10-24.-.Típica junta de control y detalles de un anillo interceptor. 103-D-1842. 575
Figura 10-25.-.Detalles de una junta típica de una tubería de hormigón prefabricado. De 288-D-2814-2815-2816 y -2817. 576
Figura 10-26.- Disposición típica de torre de toma. 288-D-2541 577
Figura 10-27.-Pozo de toma típico. 103-D-1843 578
Figura 10-28.-Pozo de toma típico con rejilla. 103-D-1844 579
Figura 10-29.-Entrada típica de estructura de toma. 288-D-2544. 580
Figura 10-30.-Toma con pendiente a la entrada. 288-D-2545 581
Figura 10-31.-Típica torre para compuertas de control. 103-D-1845 582
Figura 10-32.-Cámara de compuertas y torre para compuertas de alta presión. 103-D-1846. 583
Figura 10-33.-Cuenco típico amortiguador de resalto. 103-D-1847. 583
Figura 11-1 Canal de desviación temporal en la construcción de una presa. 587
Figura 11-2.-Desvío provisional del río usado durante la construcción de una presa de hormigón. Horsetooth Feeder Canal Túnel. N° 1. CBT 245-704-330 588
Figura 11-3.-Desvío a través de un conducto auxiliar dependiente del nivel en la ataguía. La obra de toma (en construcción) se encuentra arriba a la derecha. Presa de Ridgway. P894-427-5891NA. 589

Figura 11-4.-Desvío del río American durante la construcción de la presa y central hidroeléctrica de Folsom. (Corps of Engineers and Bureau of Reclamation). AR-1627-C. 590
Figura 11-5.-Desviación en galería y ataguía aguas arriba en la presa Seminoe. 591
Figura 11-6.-Tapón de hormigón (zona rayada) en túnel de desvío de la presa Causey. De 526-D-24. 592
Figura 11-7.-Lado de aguas arriba de la compuerta deslizante como cierre del desvío del río. Vista hacia aguas abajo desde dentro del conducto auxiliar. Nótese el bypass en la parte izquierda de la fotografía. Presa de Ridgway, Dallas Creek Project, Colorado. C894-427-980 NA. 593
Figura 11-8.-Canal de desvío temporal a través de una presa de tierra. Presa de Bonny. 414-289C. 594
Figura 11-9.- Desvío del flujo a través de una apertura por encima de los bloques inferiores de hormigón de la presa. Presa de Olympus. 595
Figura 11-10.-Ataguía en la presa de Ridgway, Colorado. Nótese la acumulación de agua detrás de la ataguía y el aliviadero provisional que consiste en seis conductos en el lado derecho. P894-427-5989 NA. 596
Figura 11-11.- Ataguía de aguas arriba de tablestacas y relleno de tierra con desvío a través de tunel. Presa de Green Mountain. GM-283-CTB. 597
Figura A-1.- Curvas de área y capacidad del Lago Mead. 103-D-1803. 636
Figura A-2.- Distribución de sedimentos según datos de inspección de embalses. 103-D-1804. 638
Figura A-3.- Perfil de sedimentos depositados en Lake Mead. 103-D-1805. 639
Figura A-4.- Relación entre la media anual de sedimentación y el área de la cuenca drenante. 103-D-1806. 640
Figura A-5.- Equipo de toma de muestras de sedimento en suspensión. DH-48. P-901-D-80126 641
Figura A-6.- Curva del ratio de sedimento en suspensión en el río Toa Vaca. Cerca de Villalba, Puerto Rico. 103-D-1807. 642
Figura A-7.- Curva de duración de la avenida en el río Toa Vaca. Cerca de Villalba, Puerto Rico. 103-D-1808. 643
Figura A-8.- Diagrama esquemático de la situación del embalse y deposición de los sedimentos. 103-D-1809. 647
Figura A-9.- Curvas de eficacia de la retención. De Brune [22] y Churchill [23]. 103-D-1810. 649
Figura A-10.- Comparación de densidades en Lake Mead. Localización muestra 5. 103-D-1811. 652
Figura A-11.- Sedimento depositado en embalse de control de avenida. 103-D-1812. 653
Figura A-12.- Curvas de proyecto de distribución del sedimento. 103-D-1813. 654
Figura A-13.- Distribución del sedimento para Theodore Roosevelt Lake. 103-D-1814. 659
Figura A-14.- Curvas de área y capacidad para Theodore Roosevelt Lake. 103-D-1815. 660
Figura A-15.- Relación altura-capacidad para Theodore Roosevelt Lake. 103-D-1816. 661
Figura A-16- Curvas para determinar la altura del sedimento en Theodore Roosevelt Lake. 103-D-1817. 663
Figura A-17- Perfil típico de depósito de sedimento. 103-D-1818. 665
Figura A-18- Pendiente superior del fondo respecto a la pendiente original del cauce en embalses existentes. 103-D-1819. 666
Figura A-19- Definición de armado. 103-D-1820. 669
Figura A-20- Fuerza tractiva respecto al tamaño del sedimento transportable. 103-D-1821. 671
Figura A-21- Canal degradado por el método de la pendiente triple. 103-D-1822. 672
Figura B-1.-Características del flujo en cauces abiertos. 288-D-2550. 681
Figura B-2.-Calados y energía específica en un cauce abierto de sección rectangular. 288-D-2551. 684
Figura B-3.-Curvas energía-calado para caudales rectangulares y trapeciales. 288-D-2907. 685
Figura B-4.-Calado crítico en canales trapeciales. 288-D-2825. 688
Figura B-7 –Ábaco para el cálculo de la carga necesaria para desaguar un caudal dado en tuberías con control en la entrada. FHWA. 288-D-2908. 698

Figura B-8 –Ábaco para el cálculo de la carga necesaria para desaguar un caudal dado en tuberías de metal corrugado, con control en la entrada. FHWA. 288-D-2909. 699
Figura B-9 –Altura de carga para una tubería de hormigón que fluya a sección llena, n=0,012. FHWA. 288-D-2910. 700
Figura B-10 –Altura de carga para una tubería de metal corrugado a sección llena, n=0,024. FHWA. 288-D-2911. 701
Figura B-11 –Altura de carga para conductos en cajón con control de entrada. FHWA. 288-D-2912. 702
Figura B-12 –Altura de carga para un cajón de hormigón que fluya a sección llena, n=0,013. FHWA. 288-D-2913. 703
Figura B-14.-Relación de las características del resalto con el número de Froude. 288-D-2558. 705
Figura B-15.-Relación entre variables en el resalto hidráulico. 288-D-2559. 706
Figura B-16.-Energía del flujo de un cauce abierto. 288-D-2827. 711
Figura B-17.-Ejemplo del cálculo pendiente-área, vista en planta del tramo. 288-D-2828. 713
Figura B-18.- Ejemplo del cálculo pendiente-área, secciones trasversales. 288-D-2829. 714
Figura B-19.- Ejemplo del cálculo pendiente-área, perfil de aguas altas. 288-D-2830. 715
Figura B-20.- Ejemplo del cálculo pendiente-área, Caudal. 288-D-2831. 716
Figura B-21.- Planta y sección del emplazamiento de la presa de Elk Creek. 288-D-2832. 717
Figura B-22.- Curva de capacidad de la presa de Elk Creek . 288-D-2560. 718
Figura B-23.- Sección transversal usada para establecer la curva de capacidad por el método A. 288-D-2833. 721
Figura B-24.- Curvas de área y radio hidráulico-Sección 3- Red Fox River. 288-D-2834. 722
Figura B-26.- Curva de capacidad – sección 1. 288-D-2836. 724
Figura C-1.- Empujes de tierra sobre muros de contención. (Hoja 1 de 2). 728
Figura C-1.- Empujes de tierra sobre muros de contención. (Hoja 2 de 2). 729
Figura C-2.- Tubería de hormigón prefabricada, sobre una base de hormigón para un desagüe debajo o a través de una presa de tierra. 731
Figura C-3.- Localización de las secciones críticas en el proyecto de tuberías en presión de hormigón prefabricado. Para un ángulo de apoyo de 90º. 288-D-2915. 733
Figura C-4.- Típicos conductos de un solo vano construidos in situ. 103-D-1791. 738
Figura F-1.-Agrietamiento típico de la superficie de un hormigón afectado por la reacción áridos-álcalis. TC-8-16. 788
Figura F-2.-Desintegración del hormigón causada por el ataque de los sulfatos. PX-D-32050. 789
Figura F-3.- Erosión del hormigón por cavitación en y alrededor de un diente de disipación en el cuenco amortiguador del aliviadero de la Presa Yellowtail Afterbay. El movimiento rápido del agua durante una avenida causó un fenómeno de presión en la superficie del hormigón que provocó el daño por cavitación mostrado aquí. P459-D-68902. 791
Figura F-4.- Erosión del hormigón por abrasión en los dientes de disipación, muros, y solera en el canal del cuenco amortiguador de la Presa Yellowtail Afterbay. La acción de "molino de bolas" de guijarros, grava y arena en el agua turbulenta erosionó el hormigón, destruyendo así la integridad de la estructura. P459-D-68905. 792
Figura F-5.-Resistencia a compresión de hormigón secado al aire en laboratorio, después del curado inicial. 288-D-2644. 793
Figura F-6.-Efectos del contenido de aire sobre la durabilidad, resistencia a compresión y cantidad de agua necesaria. 288-D-1520. 793
Figura F-7.-Relación de la resistencia con la proporción agua/cemento, para hormigones con o sin aireantes. 288-D-1524. 794

Figura F-8.-Distribución típica de tamaños de áridos naturales adecuados bien graduados. 288-D-803. 798
Figura F-9.-Métodos de apilado de áridos. 288-D-2655.....812
Figura F-10.-Métodos de manipulación del hormigón al final de cintas de transporte y canaletas. 288-D-854..815
Figura F-11.-Métodos para vibrar y trabajar con hormigón. 288-D-856.....816
Figura F-l2.-Métodos de manipulación del hormigón con cubos, tolvas y vagonetas. PX-D-25316.....817
Figura F-13.-Colocación del hormigón en encofrados. 288-D-2657.....818
Figura F-14.-Colocación de hormigón sin encofrados en pendientes. PX-D-33031, PX-D-25252.....819

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1.- Datos del tiempo de retardo del hidrograma unitario, Great Plains. 41
Tabla 3-2.- Datos del tiempo de retardo del hidrograma unitario, Rocky Mountains, New Mexico, Colorado, Utha, Wyoming, Montana, Idaho and Oregon. 43
Tabla 3-3.- Datos del tiempo de retardo del hidrograma unitario, Southwest Desert, Great Basin and Colorado Plateau. 47
Tabla 3-4.- Datos del tiempo de retardo del hidrograma unitario, Sierra Nevada, California 49
Tabla 3-5.- Datos del tiempo de retardo del hidrograma unitario, Coast and Cascade ranges of California, Oregon and Washington. 52
Tabla 3-6.- Datos del tiempo de retardo del hidrograma unitario, urban basins. 53
Tabla 3-7.- Datos adimensionales del hidrograma unitario, Great Plains. $q= Q\ (L_g+1/2D)$/Vol. 54
Tabla 3-8.- Datos adimensionales del hidrograma en S, Great Plains. 54
Tabla 3-9.- Datos adimensionales del hidrograma unitario, Rocky Mountains. $q= Q\ (L_g+1/2D)$/Vol. 55
Tabla 3-10.- Datos adimensionales del hidrograma en S, Rocky Mountains. 55
Tabla 3-11.- Datos adimensionales del hidrograma unitario, tormenta eléctrica, Rocky Mountains. $q= Q\ (L_g+1/2D)$/Vol. 56
Tabla 3-12.- Datos adimensionales del hidrograma en S, tormenta eléctrica, Rocky Mountains 56
Tabla 3-13.- Datos adimensionales del hidrograma unitario, Southwest Desert, Great Basin, and Colorado Plateau. $q= Q\ (L_g+1/2D)$/Vol. 57
Tabla 3-14.- Datos adimensionales del hidrograma en S, Southwest Desert, Great Basin, and Colorado Plateau 57
Tabla 3-15.- Datos adimensionales del hidrograma unitario, Sierra Nevada, Coast, y Cascade ranges. $q= Q\ (L_g+1/2D)$/Vol. 58
Tabla 3-16.- Datos adimensionales del hidrograma en S, Sierra Nevada, Coast, y Cascade ranges.....58
Tabla 3-17.- Datos adimensionales del hidrograma unitario, cuencas urbanas. $q= Q\ (L_g+1/2D)$/Vol.....59
Tabla 3-18.- Datos adimensionales del hidrograma en S, cuencas urbanas.....59
Tabla 3-19.- Datos del hidrograma unitario sintético 61
Tabla 5-1.- Propiedades ingenieriles medias de suelos compactados. Procede de Western United Status. Ultima edición 6 de octubre de 1982.....116
Tabla 5-2.- Descripción de la textura ígnea 125
Tabla 5-3.- Descripción de estratificación, foliación y textura de las deformaciones 134
Tabla 5-4.- Descripción de los índices de durabilidad.....135
Tabla 5-5.- Descripción de dureza y firmeza de las rocas 136
Tabla 5-6.-Identificación y tamaños de muestras. 184
Tabla 5-7.-Lista de control para definición de suelos.....206
Tabla 5-8.- Descripción de suelos.....208
Tabla 5-9.-Longitud de C_p para el cálculo de permeabilidad.....215
Tabla 6-1.- Comparación de pantallas de zanjas de lechada[1] 256
Tabla 6-1.- Comparación de pantallas de zanjas de lechada- Continuación 257
Tabla 6.2.-Tratamiento de cimientos permeables. 276

Tabla 6-3.-Taludes recomendados para los rellenos estabilizadores de las presas sobre cimientos de arcilla y limo saturados[1] 283
Tabla 6-4.-Propiedades del loess en el cimiento de la presa de Medicine Creek....286
Tabla 6-5.-Taludes recomendados para pequeñas presas de tierra homogénea en cimientos estables 301
Tabla 6-6.-Taludes recomendados para pequeñas presas de tierra del tipo heterogéneo sobre cimientos estables 303
Tabla 6-7.-Altura de ola en función del fench y de la velocidad del viento. De [55] 310
Tabla 6-8.-Resguardo recomendado, normal y mínimo, en función del fench 310
Tabla 6-9.-Límites de granulometría y espesor de una protección de escollera con taludes de 3:1. Para roca angular de cantera....315
Tabla 7-1.- Granulometría de los áridos del hormigón asfáltico. Especificaciones de los áridos utilizados para el hormigón asfáltico de la lámina de la Presa de Montgomery....364
Tabla 7-2.- Resultados de los ensayos de hormigón asfáltico. Presa Montgomery y Dique Cawker City. 368
Tabla 9-1. Cálculos de laminación de avenida 412
Tabla 9-2.-Proyecto de un vertedero ajustado a la forma de la lámina libre. Ejemplo 1. Procedimiento 1.° ; Datos L = 15,24 metros[1], H_o =1,49 metros y P = 0,61 metros 450
Tabla 9-3.-Cálculo de un aliviadero de canal lateral. Utilizando la ecuación (15) para el diseño del ejemplo de la sección 9.17(b), utilizar Q=56,6 m^3/s. Anchura de la solera, 3,05 metros. Taludes laterales, 1/2:1. Pendiente longitudinal = 0,01 459
Tabla 9-4.-Cálculos hidráulicos para el cuenco amortiguador. Del ejemplo de la sección 9.23....481
Tabla 9-5.-Coordenadas de la superficie inferior de la lámina vertiente para diferentes valores de H_S /R_S con P/R_S =2,0....492
Tabla 9-6.-Coordenadas de la superficie inferior de la lámina vertiente para diferentes valores de H_S /R_S con P/R_S=0,30 493
Tabla 9-7.-Coordenadas de la superficie inferior de la lámina vertiente para diferentes valores de H_S /R con P/R_S=0,15 494
Tabla 9-8. Cálculos para determinar la superficie libre del agua en el caso 1. Diámetro del conducto =2,74 metros. Q=56,6 m3/s, n=0,014 502
Tabla 9-9.-Cálculos para obtener la curva de desagüe para el caso 1. RS=2,13 m....502
Tabla 9-10.-Cálculo de perfil de la superficie del agua para el caso 2 (variando el diámetro del conducto), Q=56,6 m^3/s, n=0,014....505
Tabla 9-11.- Cálculo de la curva de desagüe para el caso 2, R'$_s$=3,58 m. 505
Tabla 9-12.-Presiones subatmosféricas admisibles para conductos que fluyen llenos 511
Tabla 10.1.-Coeficiente de desagüe y de pérdida de carga en entradas de conductos 549
Tabla 10.2.-Cálculo del coeficiente total de pérdidas. Ejemplo[1] 560
Tabla 10.3.-Cálculo hidráulico para la parte de túnel en lámina libre -ejemplo 1 (mínimas pérdidas)[1] 561
Tabla 10.4.-Cálculo hidráulico para la parte de túnel en lámina libre -ejemplo 1 (máximas pérdidas)[1] 561
Tabla 10.5.-Cálculo del coeficiente total de pérdidas. Ejemplo[2] 563
Tabla 13-1.- Clasificación de riesgo 615
Tabla A-1.- Valores de los pesos de los factores que afectan a la producción de sedimentos....635
Tabla A-2.- Cálculo de sedimento total en el Río Toa Vaca cerca de Villalba, Puerto Rico....644
Tabla A-3.- Concentración de carga del lecho....645
Tabla A-4.- Cálculos del Método de Einstein modificado....645
Tabla A-5.- Elección de la curva de diseño tipo....655
Tabla A-6.- Datos de área y capacidad del embalse, Theodore Roosevelt Lake. 656

Tabla A-7.- Cálculo de la altura de sedimento en la presa Theodore Roosevelt 662
Tabla A-8.- Altura del sedimento en la presa Theodore Roosevelt. 664
Tabla A-9.- Theodore Roosevelt Lake, embalse tipo II estudio de acumulación de sedimento. Método de reducción del área empírica. Sedimento entrante = 267600 acre-pie (Unidades Inglesas)....664
Tabla A-10.- Theodore Roosevelt Lake, embalse tipo II estudio de acumulación de sedimento. Método de reducción del área empírica. Sedimento entrante = 330085 x 10^6 m^3. (unidades SI). 665
Tabla B-1.-Factores de conversión y fórmulas 681
Tabla B-2.-Energía de velocidad, caudal para calado crítico y presiones en un conducto circular parcialmente lleno....692
Tabla B-3.-Flujo uniforme en secciones circulares que fluyen parcialmente llenas 693
Tabla B-4.-Energía de velocidad, caudal para calado crítico y presiones en un conducto con una forma "en herradura", parcialmente lleno....694
Tabla B-5,-Flujo uniforme, en un conducto con una forma "en herradura", parcialmente lleno. 695
Tabla B-6.-Coeficientes de rugosidad de cauces en condiciones normales. 710
Tabla B-7.-Método para calcular el valor de "n" para un cauce dado 710
Tabla B-8.-Cálculos de la curva de capacidad de la Presa de Elk Creek. 719
Tabla C-1 Presiones admisibles recomendadas en cimentación de estructuras accesorias de pequeñas presas. .730
Tabla C-2 Armaduras y espesores de la pared para tuberías en presión de hormigón armado de diámetros 0,3 a 2,7 m. Para un ángulo de apoyo de 90°....734
Tabla C-2 Armaduras y espesores de la pared para tuberías en presión de hormigón armado de diámetros 0,3 a 2,7 m. Para un ángulo de apoyo de 90°.- Continuación. 735
Tabla C-2 Armaduras y espesores de la pared para tuberías en presión de hormigón armado de diámetros 0,3 a 2,7 m. Para un ángulo de apoyo de 90°.- Continuación. 736
Tabla C-2 Armaduras y espesores de la pared para tuberías en presión de hormigón armado de diámetros 0,3 a 2,7 m. Para un ángulo de apoyo de 90°.- Continuación. 737
Tabla E-1.-Criterios de control de compactación de terraplenes de presas....782
Tabla F-1.-Ataque al hormigón por suelos y aguas que contienen diversas concentraciones de sulfatos 790
Tabla F-2.-Máximas relaciones agua/cemento y puzoladas admisibles para la durabilidad de hormigones sujetos a distintos grados de exposición. 792
Tabla F-3.-Contenido aproximado de aire y agua por volumen de hormigón y proporciones de áridos finos y gruesos[1]. 800
Tabla F-4.-Asientos recomendados para varios tipos de estructura[1]....801
Tabla F-5.-Dureza aproximada del hormigón (conteniendo buenos áridos) para varias proporciones de agua-cemento. 802
Tabla F-6.-Ejemplo de cálculo de dosificación de ensayo usando el método de porcentaje de arena. 804
Tabla F-7.- Resistencia media que debe mantenerse para cumplir los requisitos de proyecto. 805
Tabla F-8.- Cálculos típicos para dosificación de hormigón. 808
Tabla F-9.-Dosificaciones para pequeños trabajos.[1] 809
Tabla G-1.-Gradación para material de zona 2 866
Tabla G-2.- Requerimientos para designar ensayos especificados. 880
Tabla G-3.- Condiciones de graduación de la escollera-tamaño de los trozos de roca* 880
Tabla G-4.-Contenido mínimo de materiales cementantes....916
Tabla G-5.-Condiciones requeridas para los materiales cementantes. 916
Tabla G-6.-Contenido total de aire 928

Tabla G-7.-Porcentajes aceptables de sustancias nocivas en la arena.....929
Tabla G-8.-Condiciones de granulometría de la arena.....929
Tabla G-9.-Porcentajes aceptables de sustancias desechables en áridos gruesos.....931
Tabla G-10.-Especificaciones de granulometría de áridos gruesos.....932
Tabla G-11.-Condiciones adicionales del cemento o de los materiales cementantes.....933
Tabla G-12.-Especificaciones del encofrado o del material de revestimiento.....939
Tabla G-13.-Variaciones en los límites, calidad y dimensiones especificados.....946
Tabla G-14.-Tolerancias para irregularidades en superficies de hormigón.[1].....948
Tabla G-15.-Características físicas de las juntas de estanqueidad de goma.....973
Tabla G-16.-Número de unidades de ensayo.....975
Tabla G-17.-Características físicas de las juntas de PVC.....978

Capítulo 1.
Planteamiento del Proyecto

El planteamiento del proyecto consiste en identificar las necesidades y posibilidades vinculadas con el agua, desarrollando planes alternativos que satisfagan estas necesidades y tengan en cuenta los recursos. El proyecto escogido será la alternativa que más eficazmente y eficientemente conjugue ambos. La identificación de necesidades y posibilidades se lleva a cabo principalmente mediante la participación pública, que incluye al cliente y a las agencias interesadas. El planteamiento del proyecto engloba consideraciones económicas, sociales, medioambientales, ingenieriles, hidrológicas, geográficas, legales e institucionales.

Algunas de las necesidades y aplicaciones más comunes relacionadas con el agua son: El regadío, los usos municipales e industriales, la generación eléctrica, la regulación hídrica, la recarga de acuíferos, los usos recreativos, el control del hábitat de la pesca y la fauna y la disminución de la polución.

El planteamiento del proyecto es un proceso reiterativo en el que se compara y selecciona entre las distintas alternativas hasta identificar el diseño más conveniente.

La siguiente serie de pasos puede servir como guía útil en el planteamiento del proyecto para un estudio de recursos de agua:

a. Identificación previa de necesidades y perspectivas.

b. Decisión previa de las posibles alternativas para satisfacer las necesidades y aprovechar las posibilidades.

c. Estimación preliminar de eventuales diferencias entre las alternativas, expresadas en condiciones físicas o no monetarias.

d. Traducción de la relación de diferencias entre las alternativas en estimaciones aproximadas de los beneficios y costos en términos monetarios, su vida útil, y conversión a valores aproximadamente equivalentes para un período de tiempo común.

e. Evaluación de efectos no monetarios del proyecto, tales como secuelas medioambientales y sociales previstas.

f. Análisis y comparación de las estimaciones económicas y no monetarias, y selección de aquellas alternativas que justifiquen ulteriores estudios.

g. Afinado sucesivo de las evaluaciones físicas, económicas, medioambientales y sociales; y selección de las alternativas más prometedoras para un estudio en detalle.

h. Revisión progresiva de problemas y posibilidades, proyectos alternativos previamente considerados, y nuevas alternativas que pueden ser concebidas a la luz de los resultados y ajustes de las progresivas investigaciones y análisis.

i. Selección entre las pocas alternativas restantes, teniendo en cuenta los estudios más detallados, los beneficios y costes comparativos en términos monetarios, y las diferencias entre alternativas que no sean fácilmente reducibles a condiciones económicas.

j. Selección de un solo proyecto de las alternativas finales, con posteriores análisis sobre progresivos niveles de desarrollo, a fin de determinar el tamaño óptimo del proyecto, y

ıdiendo en cuenta asuntos tales mo las leyes pertinentes, los uerdos interestatales, y las políticas cales y administrativas de las ganizaciones gobernantes y ıancieras pertinentes.

áctica deben discernirse bien las entre las bases de diseño, s, hidrológicas, medioambientales y los criterios de diseño del plan. iones deben ser aplicadas en todas le las investigaciones y análisis del desde los primeros inventarios de inspecciones de campo, a lo largo de as fases de refino, hasta el momento selecciona un proyecto para su ón y evaluación detallada.

dad de los proyectos propuestos robarse de forma sustancial o a cuatro preguntas sobre:

egridad, (2) su efectividad, (3) su y (4) su aceptación. Estas cuatro son presentadas en el *"Economic onmental Principles and Guidelines r and Related Land Resources ation Studies,"* del 10 de marzo de blicada por la *Water Resources* mericana. A pesar de que estas extraídas de dicho documento y más abajo, están concebidas como para las agencias Federales, resultan para la evaluación de cualquier proyecto relacionado con el aprovechamiento de los recursos de agua.

Estas cuatro pruebas son:

(1) Integridad.- Grado en que una alternativa dada satisface y responde a todas las inversiones necesarias u otras acciones para asegurar la realización de los efectos planeados. Esto puede requerir relacionar el proyecto con otros tipos de proyectos públicos y privados si estos otros resultan cruciales para la consecución de parte de los objetivos.

(2) Efectividad.- Medida en que una alternativa alivia los problemas especificados y satisface las posibilidades definidas.

(3) Eficacia.- Grado de eficacia económica de una alternativa que alivia los problemas establecidos, comprendiendo las oportunidades especificadas, y siendo consistente con la protección del medio ambiente del país.

(4) Aceptación.- Realización y viabilidad de la alternativa con respecto a la aceptación por el Estado, las entidades locales y el público; y su compatibilidad con las leyes, regulaciones, y la política pública existentes.

Capítulo 2. Consideraciones Ecológicas y Medioambientales

A. INTRODUCCIÓN

2.1. Planificación.

En la adecuada planificación de una nueva presa se requiere un elevado conocimiento del medio ambiente, en sus aspectos natural y humano. La preocupación sobre el estado del medio ambiente incluye cuidar del aire y el agua, nuestros sistemas ecológicos naturales, así como de nuestros recursos culturales. Hoy en día, muchas leyes y regulaciones reflejan esta preocupación, y requieren la consideración de los factores medioambientales desde la planificación.

Las recientes legislaciones y la preocupación pública requieren de la Administración para proporcionar declaraciones detalladas de los considerables impactos que pudieran producir nuevos proyectos sobre la calidad del medioambiente. Los estudios que analizan estos requerimientos medioambientales se conocen como DIAs (Declaraciones de Impacto Ambiental). La necesidad de estos informes ha resultado en el establecimiento de numerosas compañías cuyo propósito primario es desarrollar DIAs técnicamente adecuadas, así como extensa literatura en métodos de valoración medioambiental [1, 2, 3, 4, 5, 6][1]. En muchas ocasiones, el objetivo parece ser el desarrollo de una DIA; sin embargo, la meta no es mejor que tomar decisiones que equilibren el uso de los recursos acuáticos con la protección y mejora de la calidad medioambiental.

[1] Los números entre corchetes se refieren a entradas de la bibliografía (Sección 2.19).

La legislación y preocupación del público han provocado un acercamiento plural al desarrollo del agua y a la consideración más seria de las potenciales consecuencias medioambientales de éste. Los aspectos medioambientales deben ser considerados desde el planeamiento inicial y continuar a lo largo de la construcción y funcionamiento del proyecto [7, 8]. Esto requiere las acciones de un equipo multidisciplinario (y en algunos casos multiempresarial), que representaría una gran especialización, incluyendo economía, ingeniería, diseño, biología, recreación, hidrología, y sociología. Las disciplinas de cada estudio deben basarse en los recursos naturales y físicos abarcados en el proyecto correspondiente. A través de las interacciones eficaces de los miembros del equipo se pueden realizar los ajustes necesarios para acomodar las preocupaciones medioambientales en el principio de la planificación, en lugar de mitigar las acciones después de que el proyecto se complete.

La mejora de recursos existentes y la completa prevención de efectos medioambientales adversos no siempre es posible. Además, los beneficios sobre un recurso pueden resultar en la pérdida de otro; por ejemplo, al contener un arroyo se puede crear un suministro de agua invariable pero también se elimina la posibilidad de utilizar los recursos terrestres dentro del área permanente inundada. Es el trabajo de un equipo de planificación el desarrollar planes que resulten en impactos más positivos que negativos. En muchos casos, los impactos medioambientales adversos pueden ser reducidos significativamente a

través del cuidadoso diseño, construcción, y maniobra de las funcionalidades del proyecto.

El propósito de este capítulo es describir las maneras de planificar los recursos medioambientales e identificar algunas soluciones prácticas para los problemas medioambientales más comunes que frecuentemente confrontan a proyectistas e ingenieros. Y como cada proyecto presenta problemas únicos, animamos al lector a que consulte las publicaciones referidas en la bibliografía al final de este capítulo (sec. 2.10) y otras publicaciones sobre este tema. Animamos también a ingenieros y proyectistas a consultar a los expertos en ciencias medioambientales a fin de identificar las oportunidades para mejorar los recursos naturales y para desarrollar soluciones creativas que disminuyan los impactos adversos.

B. ASPECTOS GENERALES MEDIOMABIENTALES

2.2. *Requisitos.*

Las subsecuentes secciones de este capítulo tratan acerca de las cuestiones medioambientales encontradas generalmente en todos los proyectos desarrollados sobre el recurso agua. Una lista de factores medioambientales que pudieran ser importantes dentro de un proyecto específico podría ser demasiado extensa. Por consiguiente, cada estudio debe identificar, o mostrar el alcance, de los problemas medioambientales que pudieran afectar significativamente a la planificación. En muchos casos, estos problemas son requisitos legales específicos (leyes locales, estatales o comunitarias) que deben ser cumplidas. Se debe consultar a las Administraciones apropiadas para la complacencia de dichas leyes. En los Estados Unidos, las Agencias Federales incluyen: *Fish and Wildlife Service, Forest Service, National Park Service, National Marine Fisheries Service,* y la *Environmental Protection Agency*. Las Consejerías nacionales o locales incluyen la caza y pesca, la recreación, la salud pública, la preservación histórica, y las organizaciones alrededor del agua, como pueden ser las Confederaciones Hidrográficas en España. Cada proyecto debe involucrar a una única combinación de Consejerías, dependiendo de los recursos afectados.

2.3. *Categorías de Recursos.*

Las categorías generales de recursos que deberían ser consideradas incluyen la calidad del aire, la calidad del agua, las tierras de labranza, los ríos salvajes, las especies en peligro de extinción, los humedales, las zonas naturales de especial interés, los parques naturales, las cualidades sonoras, los parajes hermosos y las formaciones geológicas [9].

C. CONSIDERACIONES SOBRE LA FAUNA

2.4. *Generalidades.*

La experiencia federal en el desarrollo de los recursos de agua indica que los animales acuáticos, demás fauna y flora, pueden representar una parte fundamental de las cuestiones medioambientales que debe solucionarse antes de la construcción del proyecto y de su funcionamiento. Estos recursos incluyen las especies animales y su importancia económica, debido a sus usos como comida y para el comercio, las especies con importancia recreativa debido a sus usos en la caza y pesca, y las especies en peligro de extinción de importancia ecológica puesto que se promueve su protección. Las especies indicadores de salud medioambiental y las

especies con atractivo estético también deben ser consideradas.

Debido a la complejidad de los problemas de la fauna acuática y terrestre, problemas que, en la superficie, parecen simples, resulta indispensable que biólogos expertos en la fauna sean involucrados activamente en la planificación del proyecto y su diseño. Estos profesionales familiarizados con los recursos en el área de la planificación deben ser consultados en la primera fase de la planificación. La Administración puede proporcionar valiosa información acerca del hábitat de la fauna local y de su población. Su implicación puede resultar en evitar las zonas más críticas, y sus sugerencias pueden ayudar a mejorar recursos particulares. Donde los impactos adversos resulten inevitables, ésta puede recomendar las acciones (diseños y métodos de explotación) que puedan mitigar parcial o completamente el impacto medioambiental del proyecto.

Los embalses pueden reportar un beneficio significante a ciertos peces y especies cuando se tienen en cuenta los requisitos biológicos de estas especies durante la planificación, diseño, y funcionamiento del embalse. Los siguientes esquemas exponen cómo la pesca y la fauna puede resultar afectada por presas y embalses, y describe ciertas mejoras que pueden incorporarse en el diseño del proyecto para reducir los impactos adversos o para beneficiar directamente a ciertos grupos de especies.

2.5. *Consideraciones Ecológicas y Medioambientales para la Pesca.*

Los impactos sobre la pesca y demás fauna acuática resultantes de la construcción de una presa y el subsiguiente estancamiento del agua pueden ser causados por el cambio de agua de fluyente a estática, por la modificación de los cursos fluviales aguas abajo, por cambios en las condiciones de temperatura y calidad de agua, o por la suma de barreras físicas a las migraciones río arriba y río abajo.

El impacto más dramático es causado por la transformación de una porción de un arroyo libre y fluido o sistema fluvial a un sistema de agua estancada. Dependiendo de las numerosas variables físicas y químicas del lugar, la temperatura y las condiciones de calidad del agua pueden modificarse hasta afectar significativamente futuros usos del proyecto, incluyendo la pesca y fauna, así como la recreación. Los aspectos de la calidad del agua en el diseño del embalse se discuten con mayor detalle en la parte E de este capítulo.

En la mayoría de los casos, bien las especies de peces que ocuparán el nuevo embalse son diferentes a las del curso de agua, o la proporción de las diversas especies que contribuyen a la población total cambia de forma significativa. Si existe en el arroyo pesca abundante o si el proyecto implica proporcionar posibilidades de pesca, la planificación del proyecto necesita datos lo suficientemente exactos como para servir de ayuda a las alternativas para maximizar la pesca en el nuevo embalse, pero eviten los impactos adversos río abajo. Siempre es preciso consultar a las agencias y organismos responsables de la fauna piscícola en proyectos de esta índole.

La valoración de los recursos pesqueros existentes y potenciales puede requerir, dependiendo de la importancia del recurso y la cantidad de datos disponibles, sofisticados estudios de población o del hábitat. En aquellos lugares donde las especies migratorias (salmón, trucha, sábalo, bajo rayado, etc.) son importantes, el etiquetado o las técnicas de radio-rastreo pueden ser necesarias. En los últimos años, ha cobrado cada vez más importancia la determinación precisa de las condiciones de flujo que optimizan el hábitat piscícola para los diversos estadios de su ciclo vital (desove, fase de alevín, juvenil, y adulto) [10, 11, 12]. Dependiendo del recurso involucrado, los métodos del estudio pueden variar en la cantidad de tiempo, dinero, y en la especialización técnica necesaria para obtener la información adecuada. Las predicciones de

poblaciones del embalse se realizan a menudo mediante comparación de las propiedades físicas y químicas con las de otros pantanos en la misma zona [13].

En los casos en que el agua almacenada se empleará para producir energía hidroeléctrica de forma intermitente, la instalación de un dique de re-regulación río abajo del punto de descarga debería ser considerado si existe un patrimonio significativo de pesca, o si se espera un alto uso recreativo. Esta estructura de re-regulación debe equilibrar las condiciones de caudales máximos y mínimos que, si se dejan sin regular podrían dejar varados a peces y visitantes, exponiendo las áreas de desove, y barriendo el fondo del arroyo, con lo que posiblemente se reduciría la producción de comida acuática.

En los ríos y arroyos relativamente pequeños, resulta a menudo posible crear condiciones en el hábitat que aumenten las poblaciones de peces. En lugares donde no se puede construir una presa, la disposición de bancadas deflectoras o diques pequeños puede dirigir la corriente con el fin de que se formen pozas [14, 15] (vea fig. 2-l). Estas estructuras pueden ser muy eficaces; asimismo requieren pequeño mantenimiento si se localizan y construyen adecuadamente. Se pueden disponer deflectores laterales a fin de dirigir la corriente del arroyo y evitar la erosión excesiva, permitiendo al área estabilizarse y reduciendo la cantidad de sedimento que entra el arroyo. Los rip-rap y los gaviones rellenos de piedra también pueden controlar eficazmente la erosión. Se pueden desarrollar abrigos laterales mediante la construcción de estructuras colgantes: Empleando troncos firmemente fijos a la margen del arroyo, cubiertos con tablones y césped (fig. 2-2). Donde el hábitat de desove se halla limitado o inaccesible debido a la presa, la construcción de canales específicos para desovar y zonas de aguas tranquilas tiene a veces un efecto positivo (figura 2-3).

Cuando la construcción de un dique cree una barrera a los movimientos del pez río arriba y río abajo, en lugares en que las poblaciones pesqueras son un recurso importante (por ejemplo, de salmón), el diseño de la presa debe incluir los medios para que los peces puedan atravesarla. Se pueden considerar como alternativas varios diseños. Aunque ninguno de éstos resulta completamente eficaz como paso de peces, pueden reducir los impactos adversos significativamente. Estas clases de estructuras incluyen pasos de peces (o escaleras de peces), canalizaciones, y bypasses de la turbina [14]. En algunas instalaciones, atraparlos y remolcarlos se ha elegido como la solución más rentable.

La escala de peces es quizás el método más común de facilitar el paso del pez. Estas estructuras consisten generalmente en una serie de piscinas escalonadas separadas por vertederos. Otro tipo de estructura de paso, el paso de peces tipo Denil, consiste en un salto de agua con energía suficiente con disipadores en los lados y fondo que reducen la velocidad del agua bastante como para permitir a los peces ascender. La figura 2-4 muestra también otro diseño, la escala de peces de Alaska, en la Presa Ice Harbour de Alaska. [14].

A fin de dirigir el pez a las áreas de paso y reducir la posibilidad de su entrada en las estructuras de toma, se han usado varios tipos de dispositivos de exclusión. Estos dispositivos incluyen pantallas estacionarias y móviles (fig. 2-5), deflectores de láminas, y alviaderos mecanizados [14]. En aquellos lugares en que se necesiten requisitos específicos de paso o exclusión de peces, los diseños se pueden desarrollar con la ayuda de las Administraciones competentes, como en el caso de los EE.UU., *The U.S. Fish and Wildlife Service*, o *The State Fishery Agency*.

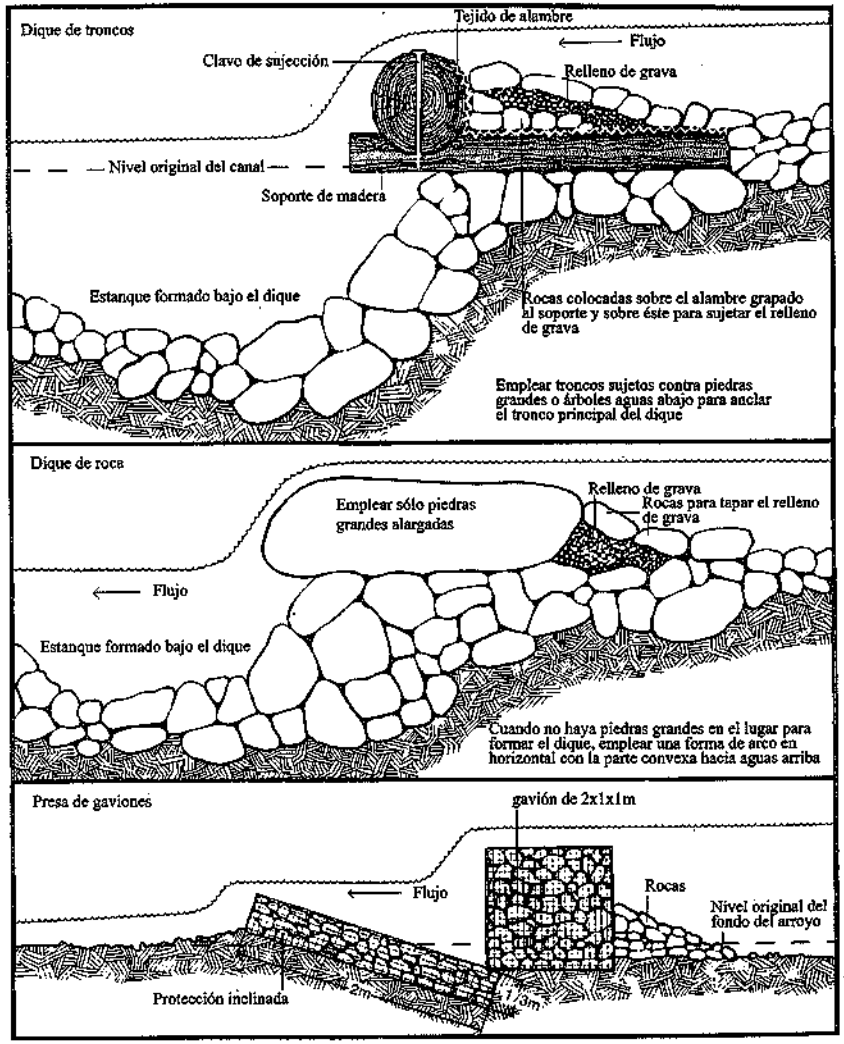


Figura 2.1.-Distintas clases de diques de control. Las pozas formadas por estos diques crean condiciones favorables del hábitat que incrementan las poblaciones de peces. 103-D-1793

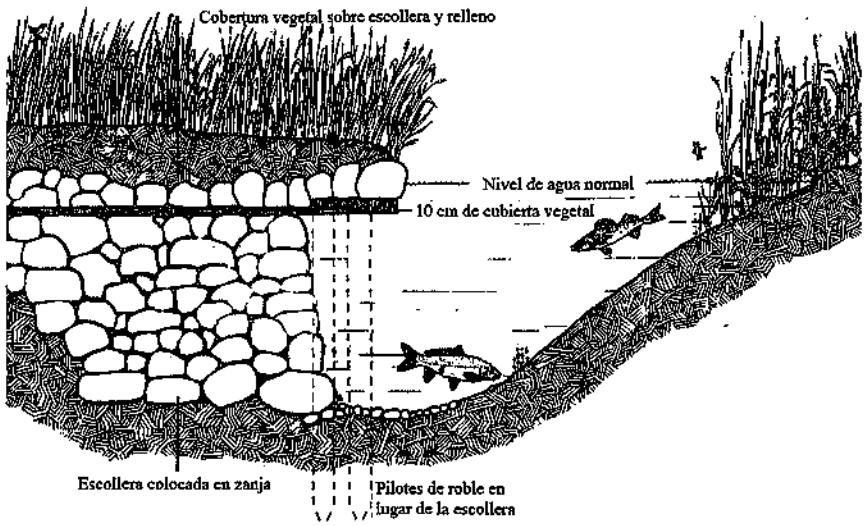


Figura 2.2.-Esquema constructivo de una estructura de abrigo artificial. De [16]. 103-D-1794

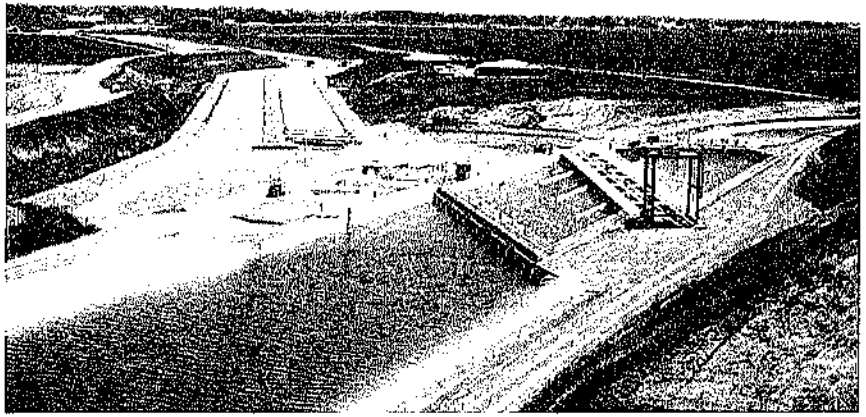


Figura 2.3.-Canales artificiales de desove a lo largo del Canal Tehama-Colusa. Parte del Proyecto Central Valley, California. P801-D-81027

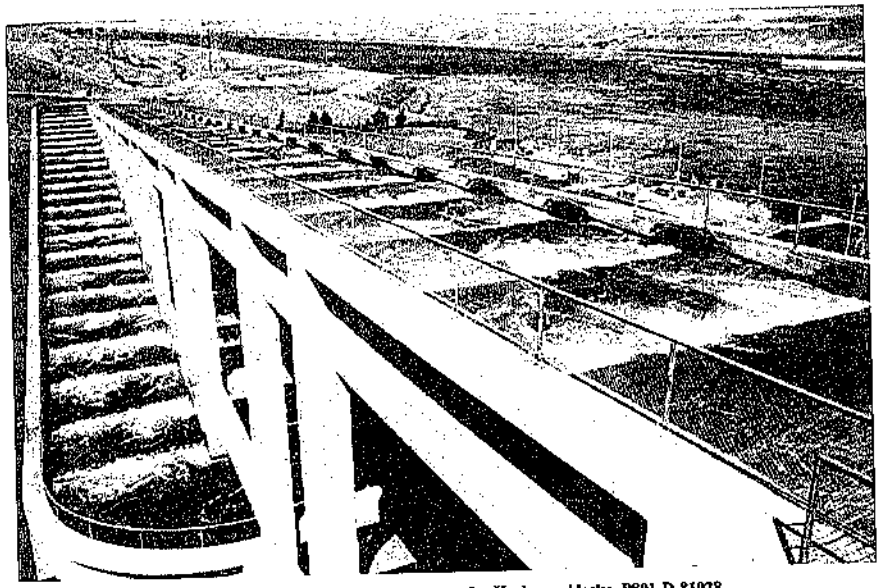


Figura 2.4.-Escala de peces Alasca. Presa Ice Harbour, Alaska. P801-D-81028

Dentro del embalse, hay varios factores que deben ser considerados y evaluados a fin de mejorar el valor de la pesca prevista. Los resultados de los estudios de calidad y de temperatura deben indicar si el embalse se estratificará termalmente. Si se espera estratificación, el embalse puede ser adecuado para una disposición en dos "pisos", con especies de agua caliente ocupando la capa superior (o epilimnio), y las especies de aguas frías morando en la más baja (el hypolimnio). El cuidado del hypolimnio debe asegurar que el oxígeno esté disponible en una concentración aceptable, que se determina mediante los estudios de calidad del agua. En embalses estratificados, la instalación de una estructura de toma con varios niveles puede ser lo más conveniente para la gestión, tanto del embalse, como del cauce aguas abajo.

Al preparar el vaso de la presa, es a menudo conveniente dejar algunos árboles y arbustos en el área permanentemente inundada para que hagan las veces de cobertura y zona de alimentación para los peces [16]. Esto debe adaptarse a los usos recreativos como remo y esquí acuático. También se pueden desarrollar áreas artificiales de desove que han resultado muy bien en ciertas situaciones (por ejemplo, empleando substitutos de la piedra).

Puede ser deseable la erradicación de peces en cauces que contribuyen al embalse a fin de reducir la influencia de ciertas especies indeseables en el nuevo pantano, así como para conseguir reservas de pesca deportiva con al menos una eventual ventaja. El empleo de tóxicos para peces, como el rotenone, resulta normalmente el método preferido. La decisión para usar el veneno debe tomarse tras la consulta a las Agencias u Organismos reguladores de la pesca y fauna acuática locales y estatales dentro de un plan de gestión global de los recursos piscícolas.

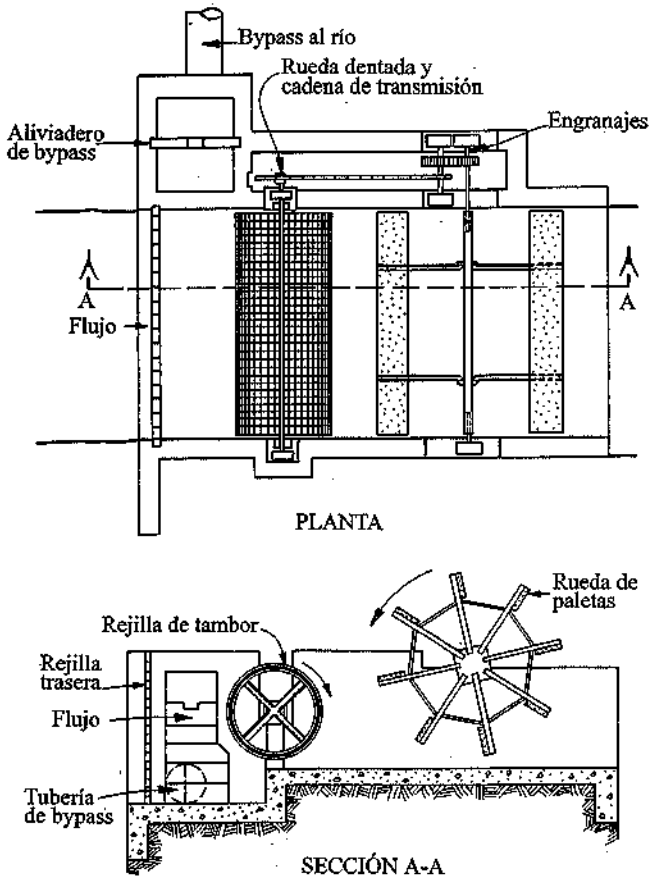


Figura 2.5.-Rejilla de tambor, estructura de paso de peces. De [14]. 103-D-1795

Siempre que sea posible, el embalse debe contener un estanque de conservación permanente para asegurar la supervivencia a lo largo del tiempo de las especies piscícolas. Cuando los niveles del embalse son rebajados en respuesta a otros objetivos del proyecto, los cambios deben ser generalmente graduales para evitar dejar a las especies deseables varadas. Sin embargo, a veces puede ser ventajoso efectuar una rápida bajada del nivel del agua para deshacerse de las huevas de especies indeseables, como la carpa. En otras ocasiones, el jefe de explotación piscícola puede recomendar aumentar el nivel del agua y después mantenerlo constante para favorecer el desove de especies deseables.

2.6. *Consideraciones Ecológicas y Medioambientales para la Fauna.*

Los Impactos para la fauna que resultan de la construcción y operación de una presa pueden causarse por la pérdida y modificación de su hábitat y la perturbación de sus modelos de movimiento. Estos impactos pueden ser causados por acciones directas e indirectas. Ciertos impactos, como la inundación del hábitat dentro del área del embalse, resultan inevitables si se quieren satisfacer los objetivos del proyecto. No obstante, pueden reducirse algunos impactos a través de consideraciones en el diseño, y otros sólo pueden ser contrarrestados incluyendo diferentes características de la fauna.

Las complejidades ecológicas y los requisitos legales hacen imperativo que las agencias de la fauna sean involucradas desde la planificación del proyecto inicial. Una importante contribución de estas agencias puede ser la identificación de áreas de fauna importantes o críticas. El conocimiento previo en esta materia puede emplearse a menudo para evitar los impactos adversos en dichas zonas de importancia faunística.

En el pasado, la importancia de un recurso como la fauna se valoraba, en gran medida, por su importancia como uso recreativo (caza, el estudio de la naturaleza, etc.). Sin embargo, en los últimos 10-12 años, el enfoque ha cambiado a métodos que miden varios factores ecológicos. Estos métodos varían tanto en el tipo de información interpretada como en su tiempo y coste de aplicación. Los métodos que se usan actualmente incluyen el censo de población, los sensores remotos, la telemetría por radio, el análisis del hábitat, y los modelos matemáticos [17, 18, 19, 20].

Para compensar la pérdida del hábitat de la fauna salvaje, el valor de la fauna de áreas no inundadas puede incrementarse (con lo que aumentan sus posibilidades de conservación). Quizás la práctica más ampliamente usada para aumentar el valor faunístico de una zona es excluir el ganado (y los humanos en algunos casos) mediante cotos, pero permitiendo que los cercados sean atravesados por la fauna. El vallado también se emplea para alejar a la fauna de zonas peligrosas y de aquellas donde ésta podría interferir con la explotación del proyecto (por ejemplo, los canales) o podría constituir un riesgo para los humanos (por ejemplo, en un accidente automovilístico). La clase de animal que quiere evitarse debe tenerse en cuenta en el diseño de la valla. Modificando este diseño, el ganado puede ser retenido mientras se permite a los antílopes pasar encima o bajo el cerco (fig. 2-6).

El hábitat de la fauna también puede mejorarse a través de plantaciones selectivas de árboles, arbustos, y herbáceas que proporcionan la necesitada comida y refugio (fig. 2-7). Dependiendo de la frecuencia y dimensiones de la inundación, las áreas dentro de los límites de variación del nivel pueden gestionarse de forma eficaz en favor de la fauna. Los tipos de plantas seleccionados resultan de importancia crítica y deben seleccionarse por técnicos experimentados en la fauna [21, 22]. Donde los terrenos del proyecto sean de uso agrícola o sean convenientes para la siega, pueden obtenerse beneficios para la fauna a través de un convenio de distribución de los terrenos cultivados, en el que se pide al propietario que deje una porción de la cosecha de cada año para proporcionar comida invernal y cobijo. Los beneficios del arriendo de la tierra pueden usarse para ayudar a contrarrestar los costes anuales de gestión y explotación de la fauna.

Puede ocurrir que la construcción del dique resulte en una mejora del hábitat para algunas especies. Se pueden fomentar lugares adicionales de cría para ciertas especies (por ejemplo, patos, gansos, y aves de rapiña) mediante dispositivos que sirvan de nido (fig.

2-8). Las islas artificiales también pueden servir de excelente nido siempre y cuando las fluctuaciones de agua durante la época de cría no sean grandes (fig. 2-9). La construcción de sub-estanques dentro del área del embalse principal puede proporcionar un hábitat para la pareja y la camada del las aves acuáticas y hábitat para otras especies del pantano. Estos sub-estanques pueden servir también de almacén de sedimentos y nutrientes en áreas de la cuenca donde la erosión sea un problema.

En aquellos proyectos donde hay producción de electricidad, las torres de alta tensión, los polos, y los cables pueden constituir serios obstáculos para los pájaros. Además de los golpes (al volar hacia una estructura), los pájaros grandes, como las águilas y halcones, tienen riesgo de electrocutarse. El diseño cuidadoso de estas estructuras puede reducir grandemente su potencial peligrosidad [23]. Asimismo, la zona de afección de una línea eléctrica puede plantarse con vegetación que no interferirá en el funcionamiento o mantenimiento, pero beneficiará a muchas especies de la fauna.

El funcionamiento (almacenamiento y descarga de agua) del embalse normalmente puede modificarse para beneficiar a la fauna y pesca sin afectar a otros objetivos del proyecto. La figura 2-10 representa en forma gráfica las típicas fluctuaciones estacionales del nivel del agua en un embalse de aguas templadas. En éstos embalses, los planes de explotación pueden ser concebidos de tal modo que incrementen las especies de pesca recreativa y útil, así como el uso de las aves acuáticas, a la vez que disminuyan la turbiedad y las poblaciones de peces peores.

Los canales asociados con muchos proyectos de presas plantean especiales problemas a la fauna y sus conservadores [24, 25]. Aunque los canales no pueden causar una pérdida significativa del hábitat, pueden suponer una trampa para un animal sediento o emigrando, a menos que se incorporen ciertas características en el diseño. El problema surge cuando la fauna resulta atraída hacia canales abiertos para beber o intenta cruzar un canal que ha interrumpido una ruta de migración diaria o estacional. Un animal puede quedar atrapado y finalmente ahogarse en un canal debido a unos cajeros muy empinados o lisos, o por la gran velocidad del agua. Este problema puede ser especialmente crítico en zonas con grandes poblaciones de ciervo y antílope.

A fin de reducir la severidad de este problema, los canales pueden vallarse o incluso cubrirse en ciertos puntos críticos de mucho uso. En aquellos lugares en los que los canales se encuentren cercados, deben proporcionarse áreas de acceso para beber. Esto significa normalmente un simple suavizado de las pendientes laterales del canal. Para permitir el cruce, deben construirse puentes a intervalos específicos y en los puntos habituales de cruce (fig. 2-11). En áreas donde resulte poco viable vallar o cubrir el canal, los cajeros deben ser rugosos o colocarse listones para permitir la salida. Asimismo, pueden instalarse desvíos y deflectores para dirigir los animales hacia las áreas de reducido caudal donde se localizan las rampas de escape (fig. 2-12). Una vez un proyecto está operativo, puede ser necesario agregar escapes o dispositivos de restricción de acceso después de identificar empíricamente las zonas problemáticas. No obstante, el ahogo de animales no puede ser evitado por completo.

La fauna y el desarrollo de un recurso de agua pueden coexistir en armonía si hay un compromiso entre planificadores y grupos medioambientales. Lo más importante es que el plan de gestión de la fauna debe ser desarrollado por expertos conocedores de la fauna salvaje. Un proyecto bien concebido puede beneficiar a la fauna, generar réditos que ayuden a compensar los costes de gestión, y ayudar a crear una imagen pública positiva.

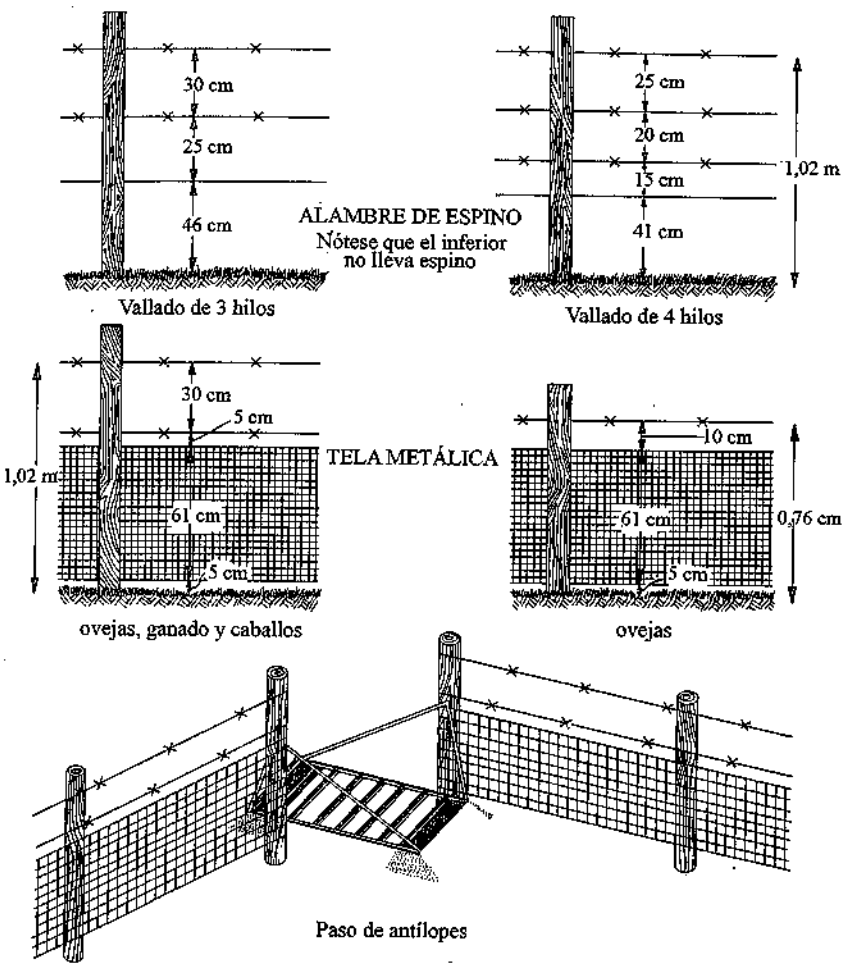


Figura 2.6.- Cercados traspasables por antílopes y estructura de paso para antílopes. De [14]. 103-D-1796

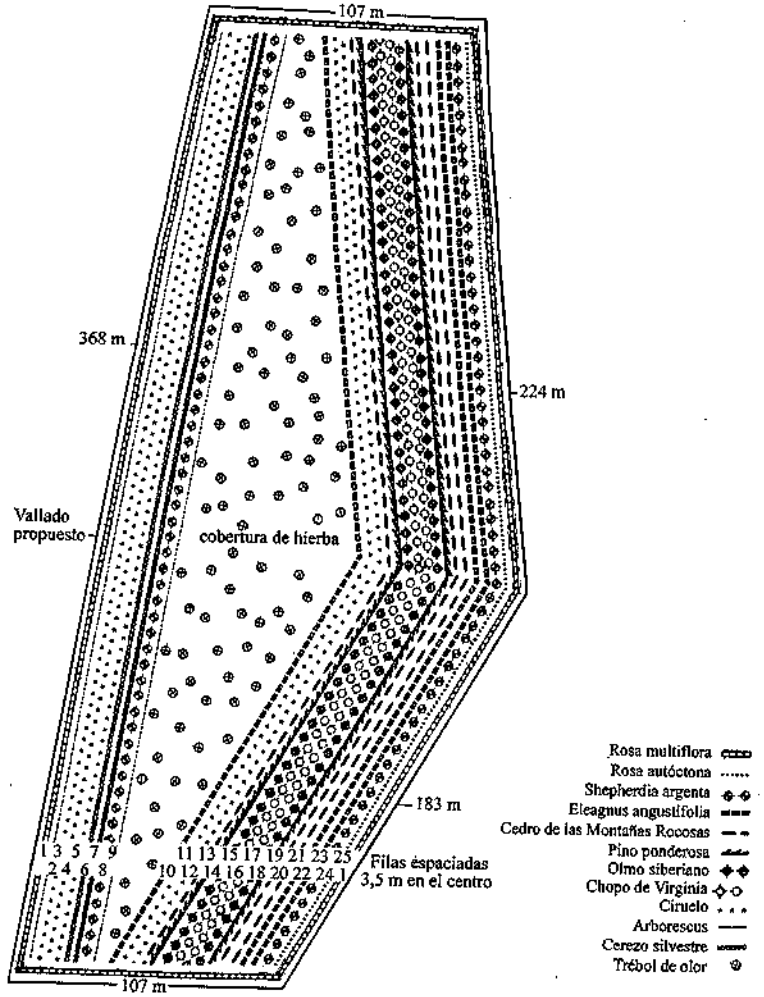


Figura 2.7.-Esquema típico de plantaciones como alimento y refugio. Presa Angostura, Dakota del Sur. De [14]. 103-D-1797

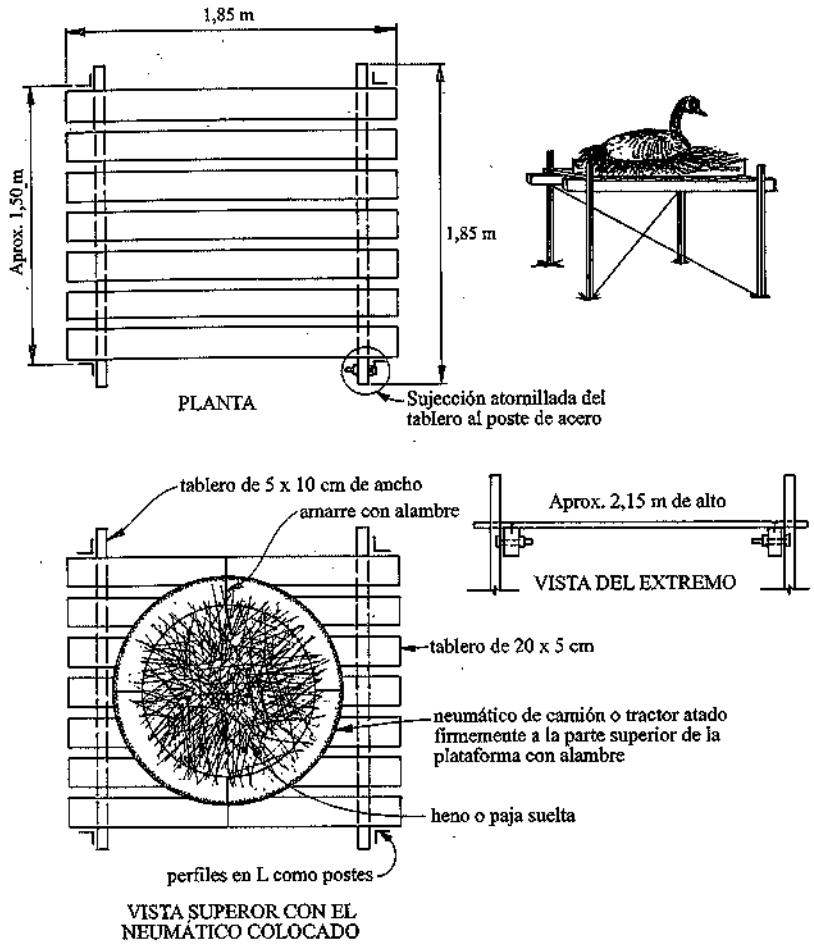


Figura 2.8.-Detalles para la construcción de una plataforma de nidificación para gansos. De [14]. 103-D-1798

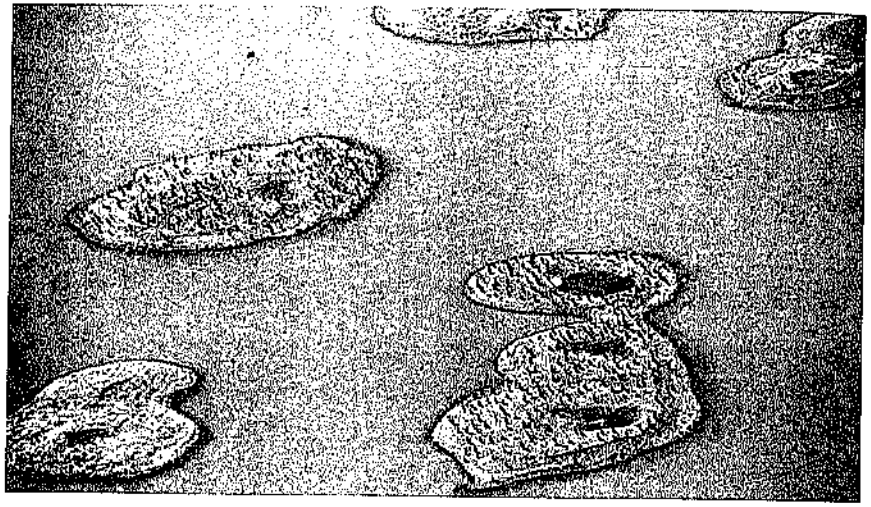


Figura 2.9.-Islas artificiales de nidificación. Embalse Canyon Ferry, Montana. De [14]. P801-D-81029

D. CALIDAD DEL AGUA

2.7. *Generalidades.*

La calidad del agua embalsada por un dique debe ser considerada en la planificación y diseño de un proyecto. Si el agua es de una calidad insuficiente para los usuarios previstos (regantes, abastecimiento de municipios, industria), si daña innecesariamente el hábitat de peces y fauna en el embalse o río abajo, o si el depósito es sujeto a un excesivo crecimiento de algas que reduce el atractivo de la zona recreativa, entonces el embalse debe ser considerado un fracaso parcial porque los beneficios esperados del proyecto no se alcanzarán totalmente.

En el pasado, los problemas de calidad de agua eran considerados poco más que una reflexión posterior. Más recientemente, se han hecho intentos de evaluar estos efectos como parte del análisis de impacto medioambiental. Como otros problemas medioambientales, las consideraciones de calidad de agua deben ser una parte integrante del proceso de planificación y diseño para evitar fallos en este terreno. En general, los análisis descritos en los siguientes párrafos deben llevarse a cabo en cada embalse. Si cualquiera de estos análisis indica potenciales problemas, el proyecto debe reexaminarse para determinar si los cambios pueden reducir estos problemas a un nivel aceptable.

(a) *Análisis de Calidad de Agua.*- Debe determinarse la idoneidad de la calidad de agua para los usos previstos. Deben tomarse y analizarse suficientes muestras de agua como para evaluar con precisión el agua que va a ser embalsada. El número de muestras y la extensión de los análisis de laboratorio requeridos depende en cierta medida de los usos previstos.

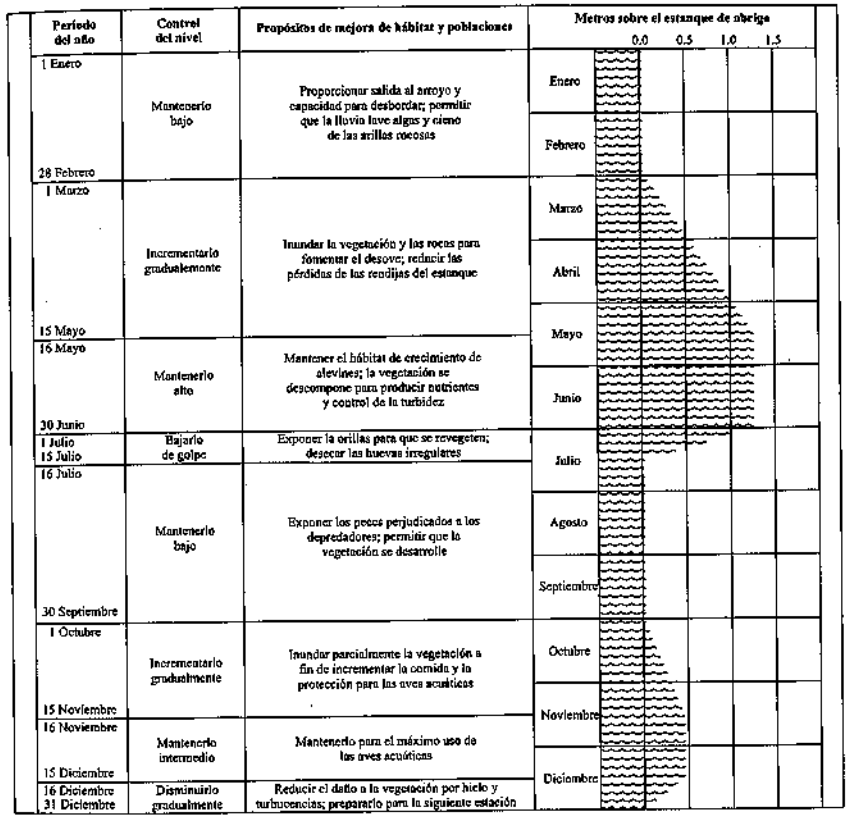


Figura 2.10.-Esquema típico de regulación del nivel del agua para un embalse de agua templada. De [26]. 103-D1799

El agua prevista solamente para regadío puede valorarse adecuadamente mediante el análisis de 12 a 20 muestras representativas recogidas a lo largo de un ciclo anual típico, en las que se busquen iones comunes y el elemento boro. Sin embargo, el agua para consumo humano debe ser analizada rastreando todos los contaminantes relacionados en los estándares de agua de bebida adecuados (por ejemplo, en EE.UU. la *"Environmental Protection Agency Nacional Primary and Secondary Drinking Water Regulations"*). Pueden exigirse varios años de registros para evaluar adecuadamente la conveniencia de agua potable. Para la vida acuática son importantes otros parámetros de calidad del agua: un programa apropiado de análisis generalmente se centra en detectar los iones comunes, las propiedades físicas, los gases disueltos, trazas de metales, pesticidas, y nutrientes. La extensión de los análisis en cada uno de los grupos anteriores depende de los

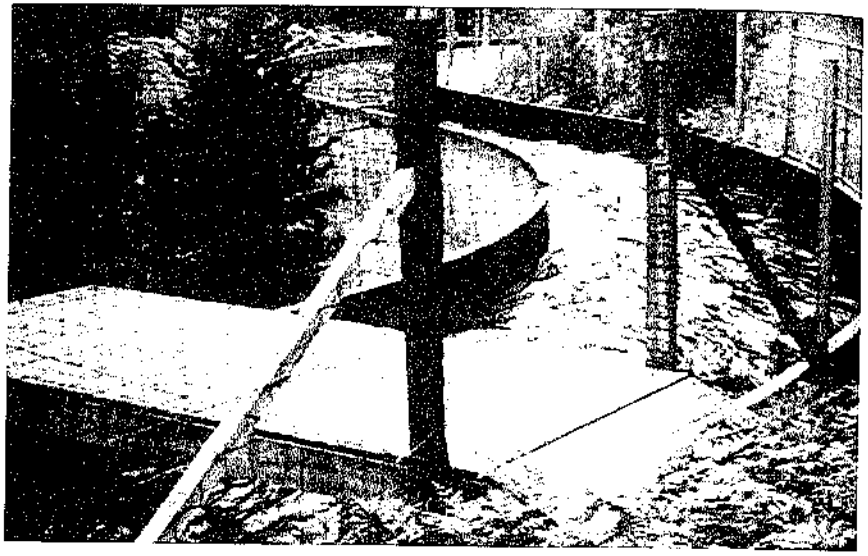


Figura 2.11.-Paso de fauna vallado sobre el Canal Tigre Creek, California. De [14]. P801-D-81030

usos previstos del agua y los resultados de análisis iniciales.

(b) *Efectos del Diseño y Criterios de Explotación*- Los efectos en la calidad de agua del diseño propuesto y del criterio de explotación deben ser evaluados tanto en el embalse como aguas abajo. Existen varios métodos disponibles para realizar los análisis necesarios. Uno de los factores básicos que afectan a la mayoría de los parámetros de calidad de agua es el régimen de temperaturas. Afortunadamente, los modelos de simulación de temperatura son bastante fiables a la hora de predecir las variaciones de temperatura en los embalses [27, 28, 29]. A partir de la simulación de temperatura, es posible determinar el tiempo de la estratificación inicial, la fuerza de la termoclima y la distribución de temperaturas. Algunos de los factores más significativos que afectan al régimen termal son la radiación solar, la temperatura del aire, la cobertura nubosa, la velocidad del viento, la localización (latitud, longitud, y cota), la cantidad y situación de entradas y descargas del embalse, y la profundidad, área del vaso, y volumen de embalse. El régimen de temperaturas influye en muchas otras medidas de calidad del agua, tanto en el embalse como aguas abajo del dique. Algunos de estos otros parámetros, como los sólidos totales disueltos (STD), oxígeno disuelto, y nutrientes, también pueden ser modelizados [28]. Sin embargo, excepto para los STD y en menor medida, el oxígeno disuelto, la simulación matemática de estos parámetros para presas en planeamiento, resulta generalmente menos fiable que los modelos de simulación de temperatura. Otras herramientas de utilidad en los análisis de calidad de agua incluyen los modelos físicos, ensayos de algas, y simulaciones del fondo anaerobio del lago. Los procedimientos para evaluar la eutrofización potencial de presas en proyecto se describen en otros textos [30].

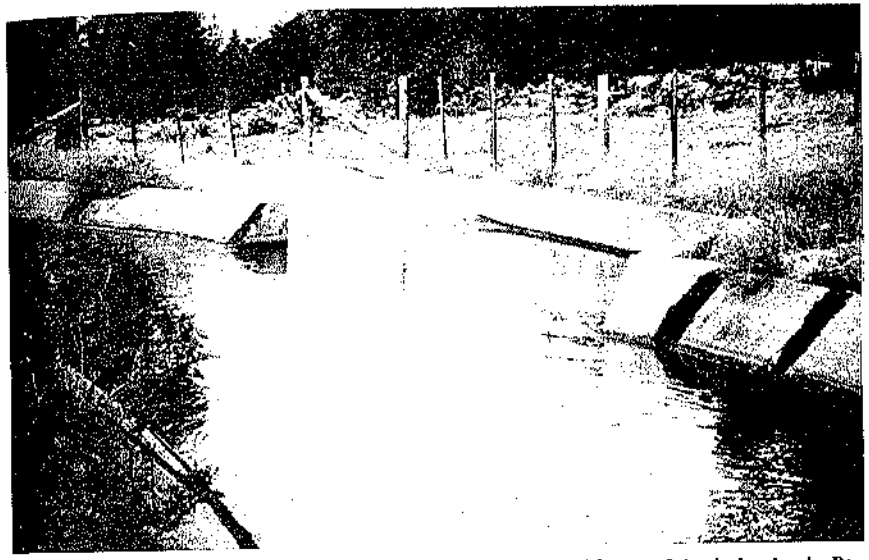


Figura 2.12.- Rampa de escape para ciervos Richmond modificada. El sentido del agua es de izquierda a derecha. De [14]. P801-D-81031

La calidad del agua puede verse afectada por el diseño y las características operacionales del embalse. Los impactos más obvios son aquéllos asociados con la situación de los desagües. Los desagües profundos producen un agua más fresca río abajo y más caliente en el embalse. Las salidas en el epilimnio (cerca de la superficie) resultan en agua más caliente río abajo y más fresca en el embalse. Los desagües en el fondo tienden también a expulsar nutrientes y sedimento fuera del embalse. El momento de las descargas también puede modificar la calidad del agua. Otros efectos pueden ser más sutiles. No obstante, está claro, que los aspectos de calidad del agua deben evaluarse tanto para el depósito como para la configuración de los desagües.

Una vez la presa se halla en fase de explotación, es bastante fácil evaluar los efectos en la calidad de agua de variaciones en el embalse (su tamaño, configuración de tomas y desagües, o los procedimientos de explotación). El análisis de aquellos componentes que no estén sujetos a la simulación directa normalmente se complementa con los modelos de temperatura y oxígeno disuelto.

(c) *Consideraciones de Diseño*.- La calidad del agua se ve afectada por varios elementos del diseño. El primer factor que gobierna la calidad del agua es la elección del emplazamiento. Idealmente, el dique debe localizarse en un tramo de cauce que tenga una buena calidad del agua. Deben evitarse las fuentes obvias de polución, como afluentes contaminados, viejas explotaciones mineras ricas en metales pesados, y manantiales salinos. Una vez se ha seleccionado el emplazamiento, la calidad del agua puede controlarse en cierta forma mediante el diseño de tomas y desagües, tal y como se ha expuesto previamente en el apartado 2.7(b).

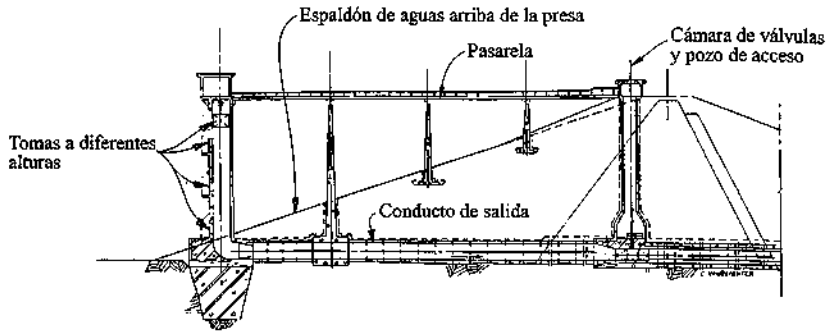


Figura 2.13.- Estructura de toma multipropósito con posibilidad de tomas a varios niveles. 103-D-1800

Es importante especificar los objetivos de calidad del agua del proyecto con antelación, debido a la posibilidad de sacrificar la calidad del agua en el embalse por la del agua río abajo. Otros factores del planeamiento incluyen la extensión en que se retira la vegetación del agua y la posibilidad de eliminar posibles fuentes de contaminación, como las excavaciones mineras en la cuenca o el vaso.

El diseño debe ser flexible para tratar los problemas de calidad del agua. Por ejemplo, se pueden disponer tomas y desagües en varios niveles para que el agua de distintos niveles pueda mezclarse y así controlar (dentro de unos límites) la calidad del agua de salida (fig. 2.13). No obstante, si un depósito no estratifica, las tomas a diversas alturas resultan ineficaces. Al comienzo de los años 1960, se construyó en Kansas una presa con una estructura de toma de cuatro niveles. Sin embargo, debido a que su vaso es ancho, poco profundo, y sometido grandemente a la acción del viento, las aguas se encuentran ciertamente bien mezcladas; por consiguiente, las tomas múltiples tienen muy poca influencia en la calidad del agua. Por ello resulta vital para un diseño eficaz el total conocimiento del modo de estratificación del embalse.

Se puede diseñar un sistema de aireación para mejorar la calidad del agua del embalse mediante la desestratificación de la columna de agua y aumento del oxígeno disuelto (fig. 2-14). Un sistema de aireación puede también reducir la concentración de muchos contaminantes, que sólo permanecen disueltos bajo condiciones anaerobias (inexistencia de oxígeno) que ocurren en el hypolimnio de un embalse estratificado.

En un embalse de Colorado que podría tener tendencia a desarrollar concentraciones excesivas de metales pesados en ciertas épocas del año, la parte sumergida del sistema de aireación (los apoyos necesarios y las tuberías perforadas) fue diseñada y construida antes de llenar el embalse. El resto del sistema del aireación (motores y compresores para proporcionar aire a las tuberías sumergidas) se instalará en caso de necesidad, cuando el embalse se encuentre en funcionamiento. Un sistema del aireación también puede ser diseñado e instalado después de que la presa esté terminada. Algunos embalses de California han sido modernizados con éxito con sistemas de difusores de aire que

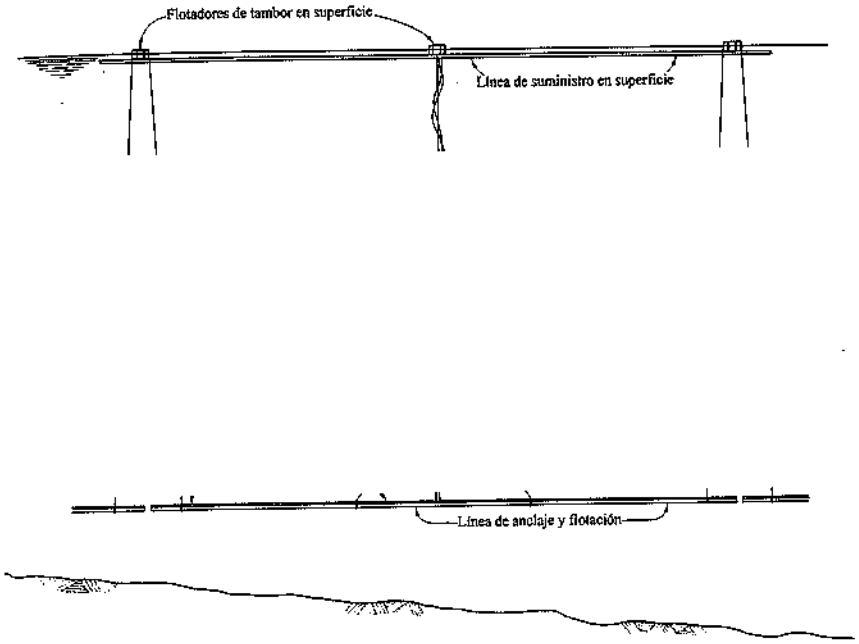


Figura 2.14.- Sistema de aireación y difusión de aire para un embalse. 103-D-1801

proporcionan una desestratificación parcial y controlan la temperatura y el oxígeno disuelto en el agua. Estos sistemas ha mejorado substancialmente la calidad del agua.

Otros diseños que mejoran la calidad del agua incluyen la modificación de turbinas para aumentar el oxígeno disuelto en las descargas a través de las turbinas y la instalación de deflectores en las tomas y desagües para reducir la sobresaturación de nitrógeno bajo la presa. Sin embargo, estos problemas normalmente no afectan a presas pequeñas.

E. CONSIDERACIONES ARQUEOLÓGICAS E HISTÓRICAS

2.8. *Requisitos.*

Durante la planificación de un proyecto de desarrollo hidrológico, debe realizarse una búsqueda completa de los archivos y registros de la situación de yacimientos históricos y arqueológicos dentro del área del proyecto por un arqueólogo experto. Las agencias estatales responsables de la preservación de tales recursos deben ser consultadas acerca de los

requisitos legales. Asimismo, el área completa de afección del proyecto debe ser inspeccionada para identificar yacimientos no descubiertos anteriormente. Se debe hacer más hincapié en aquellas zonas que van a ser modificadas físicamente (por ejemplo, el vaso de la presa, la cerrada, y los lugares de recreo). Antes de la construcción, toda la superficie del proyecto debe ser sometida a un estudio de campo completo [31]. Si se descubren yacimientos históricos o arqueológicos durante la construcción, la actividad debe detenerse y avisar a un arqueólogo experto.

F. CONSIDERACIONES RECREATIVAS

2.9. *Planeamiento como Medio Recreativo.*

Resulta generalmente aceptado que, si existen accesos a un embalse, éste se empleará para el esparcimiento y recreo. El agua atrae a las personas por ser en si misma un medio de recreo (por ejemplo, para nadar, pescar y practicar el remo) y también una condición general del área que mejora otras actividades, como ir de picnic, acampar y hacer turismo. En el planeamiento y diseño de un embalse, cada esfuerzo debe realizarse con el objeto de aumentar al máximo los beneficios de recreo de una manera acorde con otros propósitos del proyecto. En la mayoría de los proyectos pequeños, la recreación no es un objetivo principal, pero puede hacer una contribución importante a los beneficios globales.

Antes de que pueda emprenderse una planificación seria, deben estimarse la clase y extensión de su uso recreativo. Debe buscarse ayuda de las agencias reguladoras de recreación al aire libre, y deben consultarse los Planes y Normativas de Recreación al Aire Libre establecido por el Estado. Al desarrollar un plan de usos recreativos de un embalse, es necesario estimar el uso total y determinar cómo éste se distribuirá entre el uso diurno y nocturno, o en actividades a largo plazo. La proximidad a centros de población, las características propias del área, y los objetivos del proyecto afectan a la clase y magnitud del uso previsto.

En aquellos lugares donde se prevé un uso mínimo o donde no puedan encontrarse patrocinadores para compartir los costes de recreación, instalaciones y gestión, deben proporcionarse los medios mínimos para asegurar higiene y seguridad. Esto puede comprender una o más áreas de aparcamiento con medios para primeros auxilios, contenedores de basura, y una rampa para barcas.

Cuando se necesiten algo más que los medios mínimos, el diseño y la planificación se vuelven mucho más complejos. En estas situaciones, el ingeniero proyectista, el arquitecto paisajista, los biólogos de la fauna, y representantes de las otras disciplinas necesarias deben trabajar juntos para evitar conflictos con otros propósitos del proyecto.

La explotación del embalse influye de forma muy significativa en la situación y diseño de los medios recreativos. En el caso de embalses para regadío y control de avenidas, y mucho menos en el caso de embalses con explotación hidroeléctrica, la magnitud y duración de las fluctuaciones en el nivel del agua determinan la situación de los elementos de recreo. Si los muelles y estructuras para botar barcas se instalan en esta clase de embalses, deben ser diseñados para ser operativos en todo el rango de niveles de agua esperados (la fig. 2-15 muestra un diseño del US Corps of Engineers de un muelle flotante que funciona dentro de un rango de niveles del agua). Así mismo, las estructuras localizadas dentro de la zona del vaso deben diseñarse para resistir ciertos períodos de inundación sin sufrir daños de importancia.

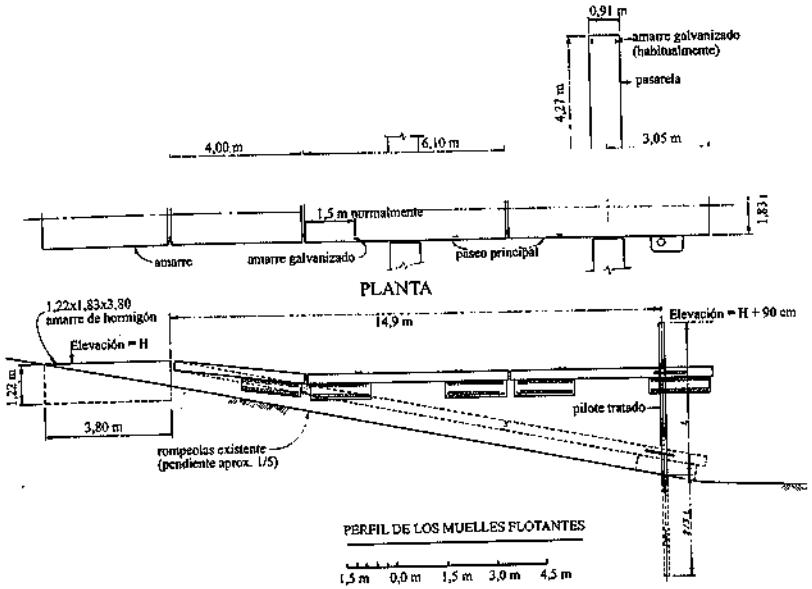


Figura 2.15.- Embarcadero flotante, válido para distintos niveles del agua. 103-D-1802

Normalmente, las estructuras dependientes del agua no deben localizarse en la cola del embalse. La sedimentación a lo largo del tiempo puede producir el retroceso de la orilla y la formación de condiciones pantanosas, dejando estas estructuras elevadas y secas.

En muchos casos, la separación entre las superficies de agua y tierra seca puede reducir conflictos entre los intereses de explotación del proyecto, visitantes, peces y fauna.

En la navegación a motor puede restringirse de todas o parte de las áreas del embalse para evitar problemas en áreas en las que se espera mucha pesca, en áreas de importancia crítica para la cría de las aves acuáticas o de anidado de rapaces, en zonas de desove, y alrededor de las áreas de baño. Las zonas terrestres pueden separarse para diferenciar la parte de uso durante el día de los medios nocturnos, así como para separar remolques de tiendas de campaña, y limitar las actividades en áreas en las que se quiera mantener un tránsito de visitantes reducido.

Idealmente, los medios para el esparcimiento deben localizarse y diseñarse para que puedan estar en armonía con el medio natural. Siempre que sea posible, estos medios deben construirse con materiales naturales para que resulten discretos.

Si se prevé un uso elevado, puede construirse un centro de visitantes en el emplazamiento de la presa o en un lugar apropiado con vistas a la zona. La posibilidad de realizar excursiones que expliquen el objeto del proyecto, su historia, cultura local y peculiaridades históricas, la fauna local, y otras características

de la zona pueden mejorar la apreciación y disfrute del visitante.

También pueden desarrollarse áreas río abajo para pescar, navegar, y dar caminatas y paseos. Si la explotación del embalse resulta en fluctuaciones significantes del caudal (rápidos cambios de velocidad y elevación de las aguas causadas por un pico de avenida), deben incluirse medidas de seguridad. Éstas pueden incluir el vallado para prevenir el acceso a las zonas de alto riesgo, así como alarmas y señales para advertir un cambio en el medio.

Es importante mantener adecuadamente las instalaciones si se cumplen los beneficios previstos de las zonas de recreo. Deben proporcionarse medios para la eliminación de basuras en los lugares necesarios, así como aseos en toda la zona de acampada disponible y cerca de las áreas de mucho uso. La acampada debe restringirse a las áreas designadas y limitarse a la capacidad del emplazamiento a fin de evitar una disminución en la calidad del uso recreativo.

G. BIBLIOGRAFÍA

2.10. Bibliografía.

[1] Canter, L. W., Water Resources Assessment-Methodology and Technical Sourcebook, 2,529 pp., Ann Arbor Science Publishers, Inc., Ann Arbor, MI, 1979.

[2] Golden, J., R. P. Ouellette, S. Saari, and P. N. Cheremisinoff, Environmental Impact Data Book, 864 pp., Ann Arbor Science Publishers, Inc., Ann Arbor, 'MI, 1979.

[3] States, J. B., P. T. Haug, T. G. Shoemaker, L. W. Reed, and E. B. Reed, A System Approach to Ecological Baseline Studies, FWS/OBS-78/21,392 pp., U.S. Fish and Wildlife Service, Office of Biological Services, March 1978.

[4] Warner, M. L., J. L. Moore, S. Chatterjee, D. C. Cooper, C. Ifeadi, W. T. Lawhon, and R. S. Reimers, An Assessment Methodology for the Environmental Impact of Water Resource Projects, EPA Report No. 600/5-74-016, 221 pp., US. Government Printing Office, Washington, D.C., 1974.

[5] Ward, Diana V., Biological Environmental Impact Studies: Theory and Methods, Academic Press, 157 pp., New York, NY, 1978.

[6] Henderson, Jim E., "Handbook of Environmental Quality Measurement and Assessment: Methods and Techniques," Instruction Report E-82-2, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, MS, 1982.

[7] American Society of Civil Engineers, Environmental Effects of Large Dams, 225 pp., 1978.

[8] Soil Conservation Society of America, Wildlife and Water Management: Striking a Balance, 48 pp., 1973.

[9] Canter, L. W., and L. G. Hill, Handbook of Variables for Environmental Impact Assessments, 203 pp., Ann Arbor Science Publishers, Inc., Ann Arbor, MI, 1979.

[10] Wesche, T. A., and P. S. Richard, A Summary of Instream Flow Methods for Fisheries and Related Needs, Eisenhower Consortium Bulletin No. 9; Eisenhower Consortium for Western Environmental Forestry Research, 122 pp., U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., 1980.

[11] Binns, N. A., and F. M. Eiserman, "Quantification of Fluvial Trout Habitat in Wyoming," Transactions, Am. Fish. Soc. 108(3): pp. 215-228, 1979.

[12] Bovee, Ken D., A Guide to Stream Habitat Analysis Using the Instream Flow Incremental Methodology, FWS/OBS-81/47, U.S. Fish and Wildlife Service, Office of Biological Services, September 1981.

[13] Jenkins, R. M., "Prediction of Fish Production in Oklahoma Reservoirs on the Basis of Environmental Variables," Ann. Okla. Acad. Sci. No. 5: pp. 11-20, 1976.

[14] Nelson, Wayne R., Gerald C. Horak, and James E. Olson, Western Reservoir and Stream Habitat Improvements Handbook, FWS/OBS-78/56, U.S. Fish and Wildlife Service, Office of Biological Services, 1978.

[15] Cooper, C. O., and T. A. Wesche, "Stream Channel Modification to Enhance Trout Habitat Under Low Flow Conditions," Water Resources Series No. 58, 107 pp., University of Wyoming, 1976.

[16] White, R. J., and 0. M. Brynildson, "Guidelines for Management of Trout Stream Habitat in Wisconsin," Wisconsin Department of Natural Resources, Division of Conservation, Technical Bulletin No. 39, 1967.

[17] Schemnitz, Sanford D., editor, Wildlife Management Techniques Manual, 4th ed., 686 pp., The Wildlife Society, Inc., Washington, D.C., 1980.

[18] U.S. Fish and Wildlife Service, "Habitat Evaluation Procedures," USDi Ecological Services Manual, No. 102, 1980.

[19] U.S. Army Corps of Engineers, Fort Worth District, "Walnut and Williamson Creeks, Expanded Flood Plain Information Study-Environmental Considerations," vol. III, May 1980.

[20] Hays, R. L., C. Summers, and W. Seitz, Estimating Wildlife Habitat Variables, FWS/OBS-81/47, U.S. Fish and Wildlife Service, 111 pp., 1981.

[21] U.S. Fish and Wildlife Service, Office of Biological Services, Rehabilitation of Western Wildlife Habitat: A Review, FWS/OBS-78/86, 238 pp., December 1978.

[22] U.S. Forest Service, Wildlife Habitat Improvement Handbook, Catalog No. FSH 2609.11, August 1969.

[23] U.S. Fish and Wildlife Service, Office of Biological Services, Management of Transmission Line Rights-of-Way for Fish and Wildlife, vol. I-III, FWS/OBS-79/22, 1979.

[24] Seaman, E. A., Wild and Domestic Mammal Control in Concrete-Lined Canals, Bureau of Reclamation, August 1977.

[25] Latham, H. S., and J. M. Verzuh, Reducing Hazards to People and Animals on Reclamation Canals, Bureau of Reclamation Report No. REC-ERC-71-36, Denver, CO., September 1971.

[26] Groen, C. L., and T. A. Schroeder, "Effects of Water Level Management on Walleye and Other Coolwater Fishes in Kansas Reservoirs," presented at the North American Coolwater Fisheries Symposium, St. Paul, MN, 1978.

[27] Smith, D. J., "Water Quality for River Reservoir Systems (Draft)," U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, 25 pp., Davis, CA, 1978.

[28] U.S. Army Corps of Engineers, CE-QUAR-RI, A Numerical One-Dimensional Model of Reservoir Water Quality User's Manual, Environmental Laboratory, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, 1982.

[29] Sartoris, J. J., User's Manual: Corps/WRE Reservoir Temperature Simulation Model, Bureau of Reclamation, Engineering and Research Center, 88 pp., Denver, CO, 1978.

[30] Mueller, D. K., D. C. Craft, R. L. George, P. L. Johnson, and R. A. Roline, "Guidelines for Studies of Potential Eutrophication," Bureau of Reclamation, Water Quality Planning Technical Memorandum, 32 pp., December 1981.

[31] Bureau of Reclamation, Environmental Guidebook for Construction, 1973.

UDHCONECTA.COM

Capítulo 3.
Estudios Hidrológicos de Avenidas

3.1. Propósito y Alcance.

La información de este capítulo pretende ser útil para ingenieros hidrólogos en la preparación de los estudios hidrológicos de avenidas necesarios para el diseño de presas y sus obras auxiliares. Este capítulo proporciona una guía general para la estimación, tanto de magnitud, como de frecuencia de avenidas. También se aportan algunas directrices para la preparación de informes hidrológicos de avenidas, documentando las bases y los resultados de los estudios hidrológicos de avenidas.

3.2. Requisitos.

Para el dimensionamiento hidráulico de una gran variedad de estructuras de control y obras de transporte es preciso poder estimar hidrogramas de avenidas de diseño o al menos algunas de sus características (caudal punta o volumen de aportación). En el caso de las presas y sus obras auxiliares, los hidrogramas de avenida son necesarios para el dimensionamiento de los aliviaderos y el control de los resguardos de embalse. Un hidrograma de avenidas es una tabla o una gráfica que representa la evolución del caudal de aportación respecto al tiempo en un punto particular del cauce. Existen diferentes tipos de hidrogramas de avenida según las condiciones consideradas:

a) Hidrograma AMP.- El hidrograma AMP (Avenida Máxima Probable) representa la máxima aportación resultante de la combinación de las más severas condiciones hidrológicas y meteorológicas que son razonablemente posibles en la cuenca de estudio. Este hidrograma es empleado para el diseño de presas cuando el fallo de ésta por sobrevertido podría causar la pérdida de vidas humanas o daños materiales muy graves aguas abajo.

b) Hidrograma de avenida de una frecuencia específica.- Este segundo tipo de hidrograma incluye aquellos que representan una específica frecuencia de suceso. En el ámbito de la hidrología de avenidas, "la frecuencia de suceso" es definida como la probabilidad de que una avenida de una magnitud determinada se alcance en un periodo de tiempo dado, normalmente un año. Esta clase de hidrogramas se utilizan para diseñar instalaciones de protección y desvío del río durante la construcción de estructuras de control en el cauce, como es el caso de las presas. En aquellas situaciones en las que el peligro potencial aguas abajo de la ubicación de la presa es insignificante, podría emplearse una avenida de una frecuencia específica o un porcentaje del hidrograma AMP para el dimensionamiento del aliviadero y el establecimiento de la capacidad de embalse requerida. Los hidrogramas de frecuencia específica o sus puntas de descarga también son empleados para el diseño de obras que cruzan el cauce.

3.3. Hidrología Básica y Datos Meteorológicos.

La recopilación y el análisis de datos hidrológicos y meteorológicos acumulados durante y después de grandes avenidas son necesarios para cualquier estudio hidrológico de avenidas. Los datos hidrológicos incluyen registros de caudales acumulados procedentes de estaciones de aforo de lectura continua o de valores máximos, medidas indirectas de caudales punta, y datos de explotación de embalses a partir de los cuales se puedan determinar los hidrogramas correspondientes. Los datos meteorológicos incluyen registros de

UDHCONECTA.COM

precipitación, temperatura y viento recogidos por las estaciones climatológicas de primer y segundo orden del Servicio Meteorológico Nacional, datos de registros suplementarios de precipitación (comúnmente denominados registros de cubo) realizados inmediatamente después de eventos tormentosos severos para complementar los datos suministrados por las estaciones del Servicio Meteorológico Nacional, y registros de nieve realizados por organismos locales, provinciales o nacionales en zonas susceptibles de recibir aportaciones significativas.

3.4. Datos Hidrológicos.

a) Datos de aforo registrado.- Estos datos son registrados principalmente por el USGS (*U.S. Geological Survey*) en estaciones de aforo de registro continuo. Estos valores son recopilados y publicados por el USGS en unas series de "Informes de Suministro de Agua". Generalmente estas publicaciones presentan el flujo del agua en términos de caudal medio diario de cada día del periodo en el que está operativo el aforador. Sin embargo, su valor está limitado al análisis de los hidrogramas de avenida de las cuencas hidrográficas más grandes, por lo que raramente se usa en este tipo de estudios. Los valores de caudal medio diario son desarrollados a partir de unas gráficas de aforo que proporcionan un registro continuo del nivel del río frente al tiempo, en cada punto de aforo. El nivel del río se muestra en las gráficas por el calado, en pies, sobre alguna cota de referencia. En el USGS se pueden obtener copias de estos gráficos, así como la curva característica de cada estación de aforo. La curva característica presenta la relación entre el caudal, en pies cúbicos por segundo, y el nivel del río sobre una cota determinada, en pies. Se puede desarrollar un hidrograma del caudal, en pies cúbicos por segundo (o metros cúbicos por segundo), en un punto determinado del cauce leyendo los valores del nivel del río a intervalos de tiempo seleccionados a partir de las gráficas de registro y convirtiendo estos valores en caudales, mediante la curva característica de la estación. Es importante seleccionar adecuadamente el intervalo de tiempo para que el análisis del hidrograma de avenidas sea fiable. La metodología para seleccionar un intervalo de tiempo apropiado se analiza en el apartado 3.9 (b) "Tiempo de retardo del hidrograma unitario".

Los "Informes de Suministro de Agua" recogen también la punta instantánea de caudales de cada estación de aforo a lo largo de todos los años que el dispositivo lleve operativo. Estos datos constituyen la base para obtener los máximos anuales de las relaciones de caudal-frecuencia, analizadas en el apartado 3.12, y las curvas envolventes de los caudales máximos, analizadas en el apartado 3.11.

b) Datos de caudal punta.- Debido al elevado coste de instalación, mantenimiento, recopilación y publicación de los datos, hay relativamente pocas estaciones de aforo de registro continuo, considerando el número de ríos y arroyos de los Estados Unidos. Para complementar los registros de la red de estaciones de aforo, se han establecido redes de estaciones de caudales punta en muchas regiones del país. Estos sencillos dispositivos consisten en un conducto de 2 pulgadas (5,08 cm) de diámetro montado verticalmente sobre un puesto o sobre el estribo de un puente. El conducto está tapado en cada extremo, estando perforada la tapa inferior en la cara frontal al flujo de manera que permita la entrada del agua. En la parte superior del conducto se encuentra dispuesta una varilla graduada. El agua que entra durante una avenida provoca que se eleve un corcho y se adhiera éste a la varilla de manera que quede registrado el nivel máximo alcanzado por el agua. Este nivel máximo se relaciona entonces con el caudal a partir de una curva característica, si existe, o mediante el método pendiente-superficie de medida indirecta de la punta de caudal.

3.5. Datos Meteorológicos.

La adquisición sistemática de datos de precipitación se ha llevado a cabo principalmente gracias a los esfuerzos del

NWS (*Nacional Weather Service*). El NWS mantiene una red de estaciones meteorológicas de "primer orden". Cada estación de esta red recoge datos continuos de precipitación, temperatura, viento y humedad relativa. Se pueden adquirir valores complementarios de tormentas históricas y recientes para la determinación de hidrogramas AMP y el desarrollo de procedimientos de operación de los caudales fluyentes a través de los embalses. Gracias a que hay más registros de lluvias que nunca, se dispone de mayor cantidad de datos de las lluvias más recientes. Sin embargo, la red de estaciones de precipitación está aún lejos de ser suficiente para proporcionar la información necesaria para análisis detallados de precipitaciones. De esta manera, es necesario, después de tormentas importantes, complementar los datos obtenidos en las estaciones de precipitación con observaciones "no oficiales" realizadas por personas, estaciones de radio o televisión, departamentos de ciudades y pueblos, etc.

3.6. Reconocimiento de Campo de Cuencas Hidrográficas para Estudios Hidrológicos de Avenidas.

Antes del comienzo del estudio hidrológico de avenidas, exceptuando aquellos llevados a cabo a nivel de evaluación, se debería realizar un reconocimiento de campo de la cuenca hidrográfica. El propósito de este reconocimiento es identificar y documentar en un informe de viaje las características físicas pertinentes de la cuenca, incluyendo instalaciones existentes para el control del agua, las cuales afectarán la magnitud y el retardo del flujo de avenida. El equipo de reconocimiento debería observar y documentar las siguientes cuatro características básicas de la cuenca hidrográfica:

a) Red de drenaje.- Se debe poner especial énfasis en observar y documentar las características de escorrentía hidráulica de la red de drenaje, o los sistemas hidráulicos, de la cuenca. Esto se puede realizar de una manera sencilla, inspeccionando visualmente tramos representativos de la red y asignando valores medios del coeficiente de rozamiento de Manning (n) a los diferentes tramos. Se debe tener presente que los valores de n asignados tienen que reflejar condiciones de avenidas extremas, considerando de manera específica posibles desbordamientos del cauce, cortes de meandros, arrastres, y el periodo del año en que es probable que acontezca la avenida. Los valores y los tramos deben ser delineados en los mapas a partir del reconocimiento del terreno.

Estos valores serán promediados y constituirán la base para seleccionar un coeficiente apropiado para la ecuación de retraso del hidrograma unitario. Una excelente guía de uso para la selección del coeficiente n de Manning es el USGS *"Water Supply Paper 1849: Roughness Characteristics of Natural Channels"*. Esta publicación proporciona valores del coeficiente de Manning medidos en diversos cauces naturales y condiciones de desbordamiento, acompañados por fotos a todo color de las secciones medidas y los tramos del cauce asociados.

Los cauces deberían describirse en el informe de reconocimiento. La descripción incluiría un análisis del tipo de cauce (difuso o bien definido, etc.), las características de las áreas de inundación (densamente arboladas, cubiertas de hierba, etc.), y los materiales (redondeados, adoquinados, suelo original, etc.) que forman el lecho del cauce y las áreas de inundación. Esta información es también muy útil para futuras referencias. Se deben incluir fotografías, preferiblemente a color, como información complementaria en cada informe de reconocimiento, estando adecuadamente referenciadas en la parte redactada del informe. En el informe de reconocimiento también se debería poder observar la densidad de los cauces principales que componen la red de drenaje. Estos cauces deben describirse, aunque sea de manera un tanto subjetiva, completando la información recogida en los mapas topográficos. El análisis

UDHCONECTA.COM

debería incluir también la delimitación del área de desbordamiento. Este tipo de flujo tiene lugar en aquellas partes de la cuenca en donde la avenida debe recorrer tramos de topografía abierta antes de confluir en un cauce o área inundable.

b) Condiciones geológicas y del terreno.-Se debe observar y recoger en un mapa el estado y los tipos de terrenos presentes en la cuenca hidrográfica, así como la localización de cada uno de ellos. En general, los terrenos pueden clasificarse según los cuatro tipos genéricos establecidos por el *Soil Conservation Service* analizados en el apartado 3.9 (b) "Infiltración y otras pérdidas". Las observaciones sistemáticas y una adecuada documentación de las mismas deberían proporcionar las bases para seleccionar el adecuado índice de infiltración mínima utilizado en el desarrollo de los hidrogramas AMP.

En el informe de reconocimiento se debe describir el escenario geológico general. Se han desarrollado depresiones en numerosas zonas de los Estados Unidos tapizadas de terrenos calizos. Estas depresiones, denominadas "torcas" o "playas", recogen parte de la escorrentía que de esta manera no deriva a los cauces. Estas zonas pueden tener un efecto significativo en las avenidas hidrológicas que se pueden esperar en una cuenca hidrográfica. Por lo tanto, es fundamental identificar este tipo de zonas, delimitándolas sobre un mapa, y valorar su capacidad de laminación y almacenamiento de avenidas. Estas características deben estar estudiadas en detalle en el informe de reconocimiento. Este análisis debe completarse con fotografías en color como corresponde.

c) Cobertura vegetal.- Para estimar adecuadamente las pérdidas por infiltración y los parámetros del hidrograma unitario, es preciso conocer la cobertura vegetal de la cuenca de aportación. Por lo tanto, a lo largo del reconocimiento de campo es necesario observar y documentar los tipos, la extensión y la localización de la vegetación en la cuenca. La mejor forma de complementar esta tarea es mediante observaciones adicionales del terreno, si es posible con fotografías aéreas. Se deben señalar los resultados sobre el mapa utilizado en el reconocimiento de campo y se deben analizar en el informe de reconocimiento, el cual también debe incluir fotografías en color.

d) Uso del suelo.-La mayor parte de las cuencas donde se propone una presa son terrenos naturales o poco cultivados. Si éste es el caso, así debe dejarse constancia en el informe de reconocimiento. Sin embargo, algunas partes de la cuenca de aportación están destinadas a veces a la agricultura (incluyendo tanto cultivos como pastos), a la selvicultura (cultivo forestal, especialmente en la costa noroeste del Pacífico) o al desarrollo urbano. La extensión y la intensidad de los usos agrícolas y forestales deben determinarse durante la inspección del terreno, documentándose adecuadamente en el informe de campo. A la hora de valorar el desarrollo urbano, se debe tener en cuenta tanto los asentamientos existentes como los previsibles en el futuro. De esta manera, cuando se inspeccione una zona próxima a un núcleo urbano en expansión, se debe contactar con el gobierno local para saber el plan de desarrollo previsto de la zona. El conocimiento de la planificación urbana tiene una considerable importancia ya que la escorrentía producida en una cuenca de drenaje de tipo urbano normalmente es significativamente diferente a la producida en esa misma cuenca si no tuviera esas características urbanas. A modo de ejemplo, en una zona relativamente llana del interior de Texas, el caudal máximo que se producía en una cuenca concreta se incrementó casi 8 veces después de que la zona fuera totalmente urbanizada, aunque las condiciones de precipitación se mantenían prácticamente iguales. En el caso de que haya zonas urbanas que afecten al estudio hidrológico, se debe conseguir el mapa del plan de desarrollo urbano de una fuente fiable del gobierno, y debe incluir el estudio de evacuación de avenidas.

e) Cuencas significativas cercanas.- En el caso de que en el viaje de ida o de regreso de la cuenca se observe una cuenca próxima en la que está teniendo lugar un evento hidrológico significativo, se debe inspeccionar esta segunda cuenca y registrar la avenida. Se deben realizar observaciones similares a las expuestas en esta sección, que serán documentadas en el informe de reconocimiento de la cuenca cercana. Estas observaciones podrían ayudar a confirmar o determinar parámetros hidrológicos utilizados en el estudio de avenidas de la cuenca objetivo o de otras cuencas no evaluadas dentro de una región hidrológicamente homogénea.

3.7. *Informe de Reconocimiento de Campo.*

Este documento debería ser preparado tan pronto como la inspección se haya completado de manera factible. El informe debería, como mínimo, contemplar las siguientes cuestiones:

a) La fecha o fechas del reconocimiento de campo y los nombres y oficinas de los miembros del equipo de reconocimiento de campo.

b) Los lugares y oficinas visitadas y las personas consultadas.

c) El propósito del viaje, incluyendo referencias apropiadas a la correspondencia formal e informal a la que dio lugar el reconocimiento de campo.

d) Un resumen del viaje, incluyendo la descripción de la ruta seguida y las observaciones realizadas para definir la red de drenaje, las condiciones edafológicas y geológicas, la cobertura vegetal, los usos del suelo, y las pertinentes obras de control de agua de la cuenca de aportación.

e) Conclusiones alcanzadas a partir de los parámetros hidrológicos, incluyendo periodo de retardo del hidrograma unitario, la evolución temporal de los caudales de avenida, la tasa de infiltración y la cobertura forestal relativa (para análisis de aportaciones por nieve).

3.8. *Desarrollo de Tormentas Máximas Probables.*

Las tormentas máximas probables para cuencas de drenaje localizadas en los Estados Unidos al Este del meridiano 105 se desarrollan a partir del criterio regional recogido en los Informes Meteorológicos (*HMR*) 51 y 52 del Servicio Nacional de Meteorología. Las tormentas máximas probables para cuencas de drenaje localizadas al Oeste de la división continental del país se desarrollan utilizando el criterio presentado en las *HMR* 36, 43 y 49. Para la región comprendida entre el meridiano 105 y la división continental, las tormentas máximas probables se desarrollan siguiendo la *HMR* 55.

Los párrafos que siguen a continuación analizan, en términos generales, las metodologías empleadas en los informes meteorológicos mencionados anteriormente.

a) Informes meteorológicos 51 y 52.- Las estimaciones de precipitación máxima probable (PMP) en la región situada en los Estados Unidos al Este del meridiano 105 para tormentas con áreas de 10 a 20.000 mi^2 (26 a 52.000 km^2) y duraciones de 6 a 72 h son proporcionadas por la *HMR* 51. Utilizando los procedimientos recogidos en la *HMR* 52, estas estimaciones de precipitación pueden ser aplicadas a un drenaje específico para obtener la PMP media de la cuenca específica. De forma adicional, la *HMR* 52 extiende las estimaciones de tormentas relativas que recoge la *HMR* 51 por medio de una distribución temporal para duraciones inferiores a las 6 horas.

Los valores de PMP obtenidos mediante los procedimientos establecidos en la *HMR* 51 son estimaciones regionales; es decir, se dan unas isolíneas de PMP sobre un mapa que permite la determinación de la PMP de tormentas en la

UDHCONECTA.COM

región, dentro de los límites de aplicación establecidos en el informe en relación al área y duración. La obtención de estas estimaciones comienza con la adquisición de datos de precipitación máxima del área de observación para varias duraciones de las principales tormentas registradas. Los valores de precipitación del área de observación para cada tormenta se deben ajustar a humedades máximas potenciales. Este ajuste supone incrementar la precipitación de la tormenta a un valor coherente con la máxima humedad en la atmósfera que podría esperarse razonablemente en el lugar y el momento (mes) de ocurrencia. Estos valores ajustados de precipitación son entonces trasladados a los límites de la región homogénea en relación a las características del terreno y meteorológicas asociadas con la tormenta que se produce en una lluvia determinada. Se dispone de una serie de gráficos regionales para áreas y duraciones de tormenta seleccionados sobre los cuales se dibuja la precipitación ajustada y trasladada para cada tormenta crítica.

Las isoyetas regionales son analizadas en cada gráfico. La forma y los gradientes generales de las isoyetas son dibujados después de varios análisis de lluvias, que comprenderán las coberturas mínimas de las precipitaciones de la máxima lluvia diaria y semanal, el análisis de la lluvia de 100 años, y las distribuciones regionales de persistencia máxima de los puntos de rocío de 12 horas. Se ha establecido una cuadrícula para estas gráficas en la cual se pueden leer los valores de precipitación área-duración. Estos valores deben ser cubiertos entonces por áreas y duraciones, siendo reflejados en una nueva serie de gráficos área-duración que deben ser revisados a partir de análisis regionales cuidadosos y fiables. Se considera necesario el proceso de cobertura para compensar la ocurrencia aleatoria de eventos lluviosos importantes. En otras palabras, una región determinada podría no haber experimentado de forma equitativa mecanismos de tormenta eficiente para todas las áreas y duraciones de tormenta pertinentes.

Los mapas de PMP se recogen en la *HMR* 51. Estos mapas presentan la precipitación máxima probable para tormentas de 6, 12, 24, 48 y 72 horas y con áreas de 10, 200, 1.000, 5.000 y 10.000 millas cuadradas.(26, 518, 2590, 12950, 25900 km^2) A partir de estos mapas, se puede obtener la PMP para cualquier tormenta con un área y duración dentro de los límites dispuestos por el informe, en la región de los Estados Unidos al este del meridiano 105.

Los procedimientos son proporcionados por la *HMR* 52 que traduce los valores de área de PMP medios de la tormenta obtenidos a partir de la *HMR* 51 a una estimación de tormenta PMP distribuida espacial y temporalmente. Los resultados de la aplicación de estos procedimientos contenidos en la *HMR* 52 para una cuenca particular son estimaciones de una PMP media de la cuenca para un lugar específico.

La distribución temporal de precipitación, incluida en la *HMR* 52 para su uso en estudios AMP, había sido obtenida por la revisión de la ocurrencia real de precipitación incremental a partir del registro de tormentas críticas. El análisis de estas tormentas permitía también la adopción de un modelo de tormenta isoyeta de forma elíptica con una proporción entre los ejes mayor y menor de 2,5 a 1. La tormenta PMP se reduce a explicar las restricciones o preferencias de orientación del modelo de precipitación máxima probable respecto a la orientación de la cuenca de drenaje de estudio. Utilizando la información profundidad-área-duración a partir de las tormentas críticas del registro, se desarrollaron las distribuciones espaciales de precipitación (el grado de concentración de lluvias con el modelo de isoyetas). La determinación de la distribución espacial adecuada lleva al concepto de precipitación residual, que es la precipitación fuera de la porción PMP del modelo de lluvias que no es considerada equivalente a la PMP en magnitud. La utilización de este importante concepto permite la determinación de la precipitación concurrente; por ejemplo, la precipitación producida en una cuenca de drenaje adyacente.

El uso combinado de la *HMR* 51 y la *HMR* 52 permite la aplicación de las PMP medias de drenaje de un lugar específico a la cuenca de drenaje de estudio. En consecuencia, este valor proporcionará la AMP a partir del análisis hidrológico.

b) Procedimientos regionales al oeste de la Divisoria Continental.- Las estimaciones de tormenta máxima probable para cuencas al oeste de la Divisoria Continental podrían ser desarrolladas utilizando los procedimientos presentados en la *HMR* 43, Precipitación Máxima Probable, Estados del Noroeste; *HMR* 49, Precipitación Máxima Probable, Río Colorado y Drenaje de la Gran Cuenca; y la *HMR* 36, Precipitación Máxima Probable (Informe Provisional) en California. En estos estudios regionales, la tormenta local (tormenta eléctrica) se considera excepcional y no se envuelve con datos de duración-profundidad de tormentas generales, como era el caso del criterio para tormentas generales regionalizadas de aplicación en la región al este del meridiano 105.

Para calcular la tormenta general PMP de una cuenca de drenaje, se deben conocer características como el tamaño, el ancho, la elevación y la localización de la cuenca. La precipitación convergente se determina situando la localización de la cuenca en el mapa del índice de convergencia de precipitaciones regionales y aplicando los valores obtenidos en el mapa al área de la cuenca y la distribución temporal. El componente orográfico de la PMP se determina leyendo el índice promedio de cuenca en los mapas regionales y aplicando ese índice a la suma del área de la cuenca, ancho de cuenca con relación a la entrada de vientos, y distribución temporal. Los índices de cada incremento temporal relativos a los factores de convergencia y orografía de la PMP se añaden para determinar la PMP total. La distribución temporal de la PMP se puede retocar utilizando varias distribuciones generalizadas recogidas en los informes, o podría ajustarse después de que se haya producido una tormenta histórica importante en la cuenca o cerca de ella.

Se supone que el modelo de isoyetas de la tormenta general encaja perfectamente en la cuenca de drenaje de estudio, y la precipitación de la cuenca media para 72 horas debería equivaler a la PMP total calculada por el método general. Si se precisa un modelo de isoyetas o una distribución espacial, se puede utilizar un modelo y una distribución de tormentas históricas.

La temperatura, el punto de rocío y los valores de viento podrían computarse a partir de los criterios presentados en los informes para los cálculos de deshielo. Se podrían determinar las variaciones estacionales de la PMP para su uso en suelos helados, lluvias sobre nieve, o cálculos de inundaciones por deshielo utilizando los criterios generalizados, nomogramas, tablas y gráficos de la *HMR* 36, la *HMR* 43 y la *HMR* 49.

Estimaciones de la PMP local o tormentas eléctricas se podrían determinar para los drenajes del Río Colorado o de la Gran Cuenca y para la región de California empleando los criterios de la *HMR* 49. Los procedimientos de tormentas locales para los Estados del Noroeste están en la *HMR* 43. Para obtener una tormenta local a partir de áreas de menos de 500 millas cuadradas (1295 km^2) y duraciones inferiores a 6 h, se utiliza el promedio de PMP en 1 hora y 1 milla cuadrada (2,59 km^2) en mapas regionalizados de la correspondiente *HMR*. Estos valores se simplifican entonces para elevación y superficie de cuenca y son distribuidos a lo largo del tiempo. Los modelos de isoyetas de forma elíptica se emplean para calcular la PMP de manera que se consideren la forma de la cuenca y la localización del centro de la tormenta para análisis hidrológicos apropiados.

La metodología para la determinación de la PMP se sitúa en cuarto lugar en las *HMR* en procedimientos simples, fáciles de seguir y de manera secuencial. Los datos

UDHCONECTA.COM

complementarios, sobre los cuales se desarrollan los criterios, se muestran también en estas publicaciones: la *HMR* 37, Meteorología de Tormentas Críticas Hidrológicamente en California; y la *HMR* 50, Meteorología de Temporales de Lluvias Importantes en los Drenajes del Río Colorado y de la Gran Cuenca.

La revisión y el ajuste de los procedimientos, técnicas y metodologías de la PMP regionalizada en el Oeste deficiente de datos están aún en proceso. Como novedad, se registran tormentas severas y se evalúan procedimientos regionalizados para su adecuidad. Cuando se observan deficiencias, se realizan revisiones y ajustes, y se documentan en los correspondientes informes.

3.9. *Escorrentía a partir de la Precipitación.*

En 1932, Leroy K. Sherman fue el primero en proponer la aproximación del hidrograma unitario para convertir la lluvia caída en una cuenca de drenaje a escorrentía a través de la cuenca. La aproximación de Sherman, presentada oficialmente como cuestión el 7 de abril de 1932 en la *Engineering News-Record*, se ha visto sometida, por su uso continuado, a un considerable proceso de ajuste desde su presentación. La aparición de los ordenadores electrónicos de alta velocidad llevó a los hidrólogos a idear aproximaciones usando complejos modelos de cuenca como alternativa al modelo del hidrograma unitario, para predecir la escorrentía provocada por una lluvia en una cuenca de drenaje. Debido a que estos complejos modelos de cuenca requieren generalmente una considerable calibración para representar adecuadamente las características físicas de la cuenca, se necesita realizar grandes esfuerzos en el terreno y en la oficina para adquirir los datos de estas propiedades.

En el análisis final, el valor relativo de una aproximación se mide por cómo de bien esa aproximación reproduce la real, registrada en eventos de avenida. Estudios comparativos han indicado que ambas aproximaciones pueden reproducir satisfactoriamente estos eventos, y ninguno es mejor que el otro. Por consiguiente, el *Bureau of Reclamation* ha mantenido la aproximación del hidrograma unitario debido a su simplicidad, su fiabilidad y a los relativamente reducidos costes de aplicación en estudios hidrológicos de avenida.

a) Teoría básica del hidrograma unitario.-El concepto básico de la teoría del hidrograma unitario se puede comprender considerando una situación en la que una tormenta de, digamos, una hora de duración produce una precipitación de intensidad constante, distribuida uniformemente sobre la cuenca de drenaje por encima de una estación de medida de registro de un arroyo. La escorrentía en la estación de medida se registrará para formar un hidrograma representativo de la distribución temporal del caudal a partir de 1 pulgada (25,4 mm.) de "exceso de lluvia" presentada en 1 hora. Este hidrograma es el "hidrograma unitario de 1 hora" de la cuenca de drenaje tributaria de la estación de medida. Se dice que el hidrograma unitario en este caso tiene una "duración unitaria" de 1 hora.

Ahora consideramos la situación para la misma cuenca en la cual el exceso de lluvia es de 2 pulgadas (50,8 mm.) en el periodo de 1 hora. La teoría del hidrograma unitario asume que las ordenadas de los hidrogramas de 1 hora son proporcionales al exceso de lluvia. De esta manera se deduce que el hidrograma de escorrentía resultante en la estación de medida por estas 2 pulgadas (50,8 mm.) de exceso de lluvia se puede predecir multiplicando por 2 cada una de las ordenadas de los hidrogramas unitarios de 1 hora. Esto, por supuesto, es cierto para cualquier exceso de lluvia múltiplo o fracción de una pulgada, como se muestra en la figura 3-1.

Hasta ahora la discusión ha considerado un evento de precipitación aislado mantenido en un periodo de tiempo equivalente a la unidad de duración de un hidrograma unitario. La naturaleza, desafortunadamente, no se comporta normalmente de manera tan

simplista. Las tormentas fuertes que se producen ocasionalmente en toda cuenca de drenaje, independientemente de su localización, son más largas en duración y más variables en intensidad que de un periodo "unitario" a otro. La figura 3-2 representa, de manera gráfica, la manera en la que la aproximación del hidrograma unitario tiene en consideración tormentas complejas. Nótese que cada uno de los cinco incrementos de exceso de precipitación da lugar a un hidrograma de escorrentía incremental. Se pueden observar las gráficas de 1,5, 1,2, 0,8, 0,6 y 0,4 pulgadas. Cada hidrograma de escorrentía incremental se determina multiplicando los incrementos de exceso de lluvia por las ordenadas del hidrograma unitario. Se puede determinar la escorrentía total a partir de eventos de precipitación complejos (de los cuales sólo se representa el exceso en la figura 3-2) añadiendo las ordenadas de cada hidrograma de escorrentía incremental a intervalos de tiempo discretos, normalmente equivalentes a la unidad de duración del hidrograma unitario. El hidrograma de escorrentía resultante se puede representar gráficamente uniendo estos puntos mediante una curva.

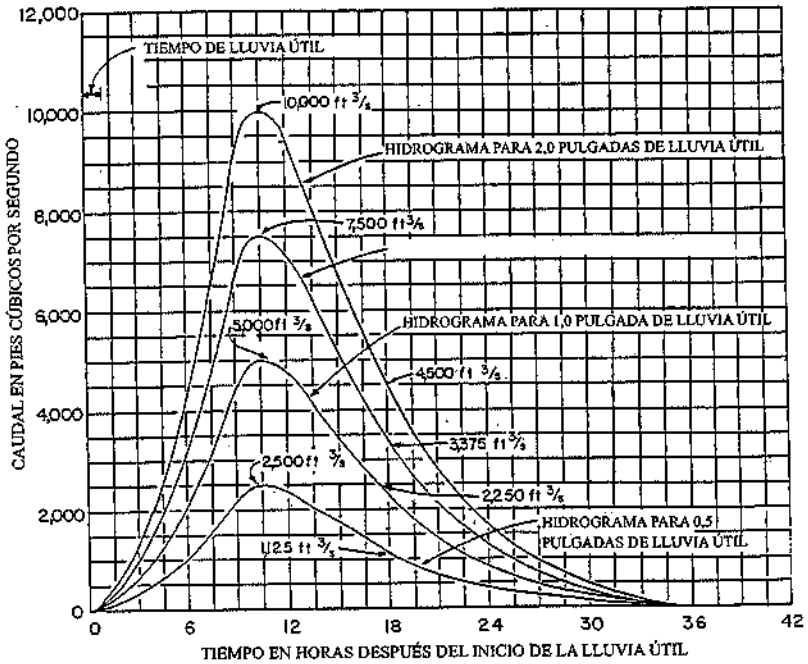


Figura 3-1.- Principio del hidrograma unitario. 103-D-1848

UDHCONECTA.COM

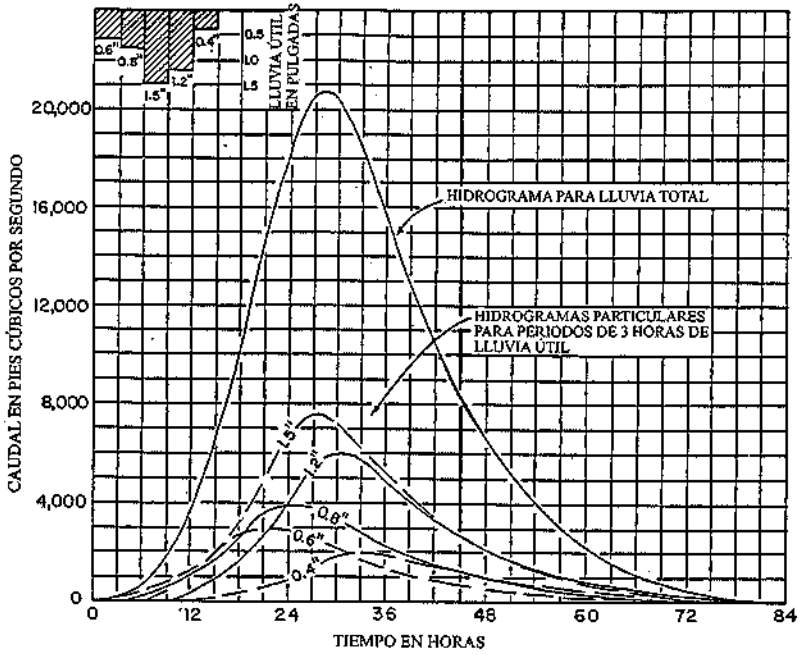


Figura 3-2.- Aplicación del hidrograma unitario. 103-D-1849.

En la práctica, el ingeniero hidrológico normalmente tiene que afrontar el problema de obtener un hidrograma de avenida, con el objetivo de realizar un diseño en un punto donde no se han obtenido datos de corriente de agua. Estos hidrogramas de avenida se desarrollan utilizando cantidades de lluvia hipotéticas en la cuenca de drenaje, coeficientes de pérdidas por infiltración apropiados, y un hidrograma unitario sintético.

Los hidrogramas unitarios sintéticos se desarrollan a partir de los parámetros que representan las características destacables de un fenómeno de precipitación-escorrentía obtenido reconstruyendo avenidas observadas en cuencas de drenaje similares. La reconstrucción de eventos observados generalmente proporciona dos puntos significativos de información. El primer punto es una indicación del coeficiente de infiltración esperado con ciertos tipos de suelos. El segundo punto es un hidrograma unitario para cada tipo de cuenca analizado. Asociadas a cada hidrograma unitario hay dos características utilizadas para determinar los hidrogramas unitarios sintéticos de cuencas de drenaje sin mediciones. Estas características, que se analizan a continuación, son el retraso en el tiempo entre la precipitación y la subida de la escorrentía (tiempo de retardo del hidrograma unitario) y la evolución en el tiempo del coeficiente de descarga (distribución temporal de la escorrentía unitaria).

b) Tiempo de retardo del hidrograma unitario.- A lo largo de los años muchas avenidas observadas se han reconstruido utilizando la aproximación del hidrograma unitario. Los análisis de estas reconstrucciones han llevado a la conclusión de que el tiempo de retardo de un hidrograma unitario varía en función de ciertos parámetros de la cuenca cuantificables. El tiempo de retardo fue definido originalmente por Horner y Flynt [1][2] como el "...periodo de tiempo entre el centro de gravedad de la precipitación y el centro de gravedad de la escorrentía...". Se ha desarrollado la siguiente relación general entre el tiempo de retardo, L_g, y los parámetros cuantificables de cuenca:

$$L_g = C\left(\frac{LL_{ca}}{S^{0,5}}\right)^N \qquad (1)$$

Donde:

L_g = tiempo de retardo del hidrograma unitario en horas

C = constante

N = constante

L = longitud del curso de agua más largo desde el punto de concentración hasta la divisoria de la cuenca de drenaje, en millas. El punto de concentración es el emplazamiento en el curso de agua donde se desea obtener el hidrograma.

L_{ca} = longitud a lo largo del curso de agua más largo desde el punto de concentración hasta un punto frente el centroide de la cuenca de drenaje, en millas.

S = pendiente total del curso de agua más largo (a lo largo de L), en pies por milla.

Los análisis posteriores de los datos del hidrograma unitario, tal como han llegado a estar disponibles, han llevado a la conclusión de que el exponente de N debería ser 0,33, independientemente de la localización de la cuenca de drenaje. Análisis adicionales de estos datos han llevado a los investigadores a concluir que C debería ser 26 veces el valor promedio del coeficiente n de Manning representante de las características bidráulicas de la red de drenaje. Este valor promedio de la n de Manning se identifica como K_n en consideraciones posteriores recogidas en este manual sobre el periodo de retardo. De esta manera, $C = 26K_n$. Se debe señalar que K_n depende principalmente de la magnitud del caudal y normalmente disminuye con el incremento del mismo.

La práctica actual del *Bureau of Reclamation* utiliza dos definiciones del tiempo de retardo que son un tanto diferentes de aquellas originalmente propuestas por Horner y Flynt [1]. La definición del tiempo de retardo solía depender de cuál de las dos técnicas de desarrollo del hidrograma unitario sintético, señaladas a continuación, fuera seleccionada.

1) Técnica del hidrograma unitario adimensional.- Este tiempo de retardo es el periodo de tiempo que transcurre desde que se alcanza el punto medio del exceso de lluvia unitaria hasta el momento en el que el 50 % del volumen de la escorrentía unitaria de la cuenca de drenaje ha pasado del punto de concentración.

2) Técnica del gráfico S.- Este tiempo de retardo es el periodo de tiempo desde el inicio de una serie continua de incrementos de excesos de lluvia unitaria hasta el momento en el que el hidrograma de escorrentía resultante registra el 50 % del caudal último. El caudal último es un índice de equilibrio alcanzado en el momento en que la cuenca completa de drenaje está contribuyendo a la escorrentía que llega al punto de concentración a partir de las series continuas de los incrementos de exceso de lluvia unitaria.

[2] Los números en corchete hacen referencia a la numeración de la bibliografía (sec. 3.14)

UDHCONECTA.COM

Para ayudar a determinar un tiempo de retardo apropiado, se han examinado muchas reconstrucciones de hidrogramas de avenida. Estas reconstrucciones representan las avenidas de escorrentía fluyentes en cuencas naturales de todo el oeste del río Mississippi en los Estados Unidos y de cuencas urbanas ubicadas en diversos lugares del país. Los datos de las cuencas urbanas se han incluido en esta edición debido al interés creciente de la hidrología en zonas de este tipo, particularmente respecto al impacto sobre la escorrentía de varias intensidades de desarrollo.

Como resultado del análisis de estas reconstrucciones, se seleccionaron 162 hidrogramas de avenida considerados como representativos de escorrentía sobre superficie a partir de eventos lluviosos. Aquéllos no incluidos se consideraron para representar tanto la escorrentía de flujos intercomunicados como la escorrentía que incluía una contribución importante procedente del deshielo. Los 162 ejemplos fueron entonces separados sobre bases regionales y topográficas, como se muestra en las figuras 3-3 a 3-8. Los datos complementarios de estas figuras se relacionan en las tablas 3-1 a 3-6, las cuales incluyen el número de la estación, su nombre y localización, la superficie de drenaje (en algunos casos solamente el área que contribuye a la escorrentía de avenida), el factor de cuenca $\left(LL_{ca}/\sqrt{S}\right)$, el tiempo de retardo del hidrograma unitario determinado a partir de la reconstrucción del hidrograma de avenida, y el valor calculado de K_n. Estos datos se podrían utilizar como guía durante el reconocimiento de campo en el establecimiento de un valor de K_n apropiado para la cuenca de drenaje en estudio. También es interesante visitar las cuencas incluidas como datos a fin de comprender las condiciones físicas que condicionan el valor de K_n.

La figura 3-3 y los datos de la tabla 3-1 representan las condiciones sobre las Grandes Llanuras al oeste del río Mississippi y al este del pie de las Montañas Rocosas. Reflejan valores de K_n desde 0,070 a 0,030. El valor límite superior generalmente refleja cuencas con una considerable escorrentía dispersa antes de registrar unos cursos de agua moderadamente bien definidos. Muchos tramos altos de ríos son estrechos cauces temporales. Las redes de drenaje bien definidas se limitan a las partes bajas de las cuencas. Las condiciones de flujo en las bancadas reflejan valores de n de Manning relativamente altos. Los valores límite inferiores generalmente reflejan una red de drenaje bien definida registrando puntos cerca de los límites de la cuenca. La escorrentía dispersa tiene lugar en distancias bastante cortas antes de entrar en cursos de agua bien definidos. Las condiciones de flujo en las bancadas reflejan valores de n de Manning bastante bajos.

La figura 3-4 y los datos de la tabla 3-2 representan las condiciones de las Montañas Rocosas. Se incluyen el Frontal, Sangre de Cristo, San Juan, Wasatch, el Gran Cuerno, Absoroka, Río Salvaje y Bitteroot en el ámbito de Nuevo México, Colorado, Wyoming, Utah, Idaho, Oregón y Montana. Los datos que representan cuencas en las elevaciones más altas de estas montañas son generalmente escasos. Además, la poca frecuencia de tormentas lluviosas importantes en estas zonas y en los Estados del Norte impide la adquisición de una buena base de datos representativa de fenómenos eventuales importantes. El análisis de estos datos disponibles lleva a la conclusión de que representan dos tipos de fenómenos tormentosos: la tormenta general de baja intensidad y la tormenta eléctrica de alta intensidad.

De esta manera, se presentan dos series de relaciones en la figura 3-4, una para cada tipo de evento meteorológico. Los datos representativos de un fenómeno tormentoso general indican valores de K_n de entre 0,260 y 0,130. Debido a que la mayoría de los datos reflejan tormentas de baja intensidad, se debería utilizar una K_n de 0,160 o menos en el

desarrollo de hidrogramas AMP. Este valor es coherente con los datos de Sierra Nevada, California, que tienen unas características muy parecidas a las de las Montañas Rocosas.

Los valores más altos se consideran apropiados para desarrollar hidrogramas de avenidas de una frecuencia habitual mayor de, digamos, 100 años. Los datos representativos de fenómenos de tormentas eléctricas indican valores de K_n con un rango entre 0,073 y 0,050. La selección de un valor dentro de estos límites depende principalmente del carácter de la vegetación que retrasa el flujo en las zonas de la cuenca donde la escorrentía dispersa puede darse en las bancadas y en los lechos de materiales en los canales. También depende de la extensión en la que la red de drenaje se ha desarrollado por erosión.

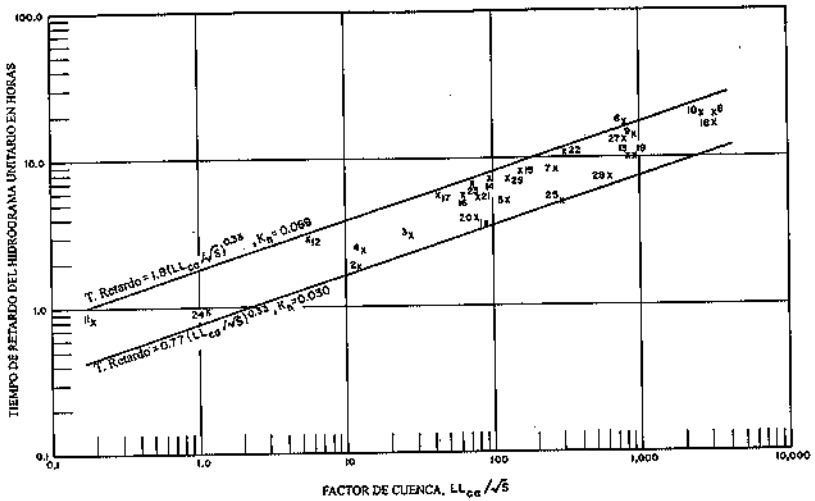


Figura 3-3.- Relaciones del tiempo de retardo del hidrograma unitario. Great Plains. 103-D-1850.

La figura 3-5 y los datos de la tabla 3-3 representan las condiciones en el Desierto del Sudoeste, la Gran Cuenca y la Meseta del Colorado, regiones del Sur de California, Nevada, Utah, Arizona, Oeste de Colorado y Nuevo México. Las cuencas en esta región árida son generalmente tipificadas por su escasa vegetación, redes de drenaje bastante bien definidas y terreno que varía desde ondulado a muy escarpado en las zonas más montañosas.

Como reflejo de eficacias hidráulicas relativamente altas, el rango de valores regionales de K_n abarca desde el valor más alto de 0,070 al más bajo de 0,042. El valor más alto es indicativo de la disminución de la eficacia hidráulica de la cuenca, siendo coincidente con los bosques de coníferas en elevaciones altas, y el valor más bajo es típico de terreno desierto normal. Adicionalmente, la tercera curva de retardo, que es la línea discontinua de la figura 3-5, representa una

UDHCONECTA.COM

cuenca parcialmente urbanizada en la región desértica. Su posición, debajo de las dos curvas límite, refleja el incremento de la eficacia hidráulica asociado con la urbanización de una cuenca drenante.

La Figura 3-6 y los datos de la tabla 3-4 representan las condiciones en la Sierra Nevada de California. Las cuencas en esta región normalmente tienen una red de drenaje bien desarrollada y un elevado crecimiento de coníferas a lo largo de las partes de la cuenca sobre la elevación cercana a los 2000. Los ríos y los canales de los cauces están claramente socavados en el lecho de roca. En general, las características hidrológicas e hidráulicas de las cuencas de Sierra Nevada son bastante similares a las de las Montañas Rocosas. Sin embargo, los datos disponibles para Sierra Nevada reflejan reconstrucciones de hidrogramas de avenidas para avenidas resultantes de grandes tormentas, mucho mas intensas. No es este el caso de las Rocosas, y por esta razón se establece el límite superior K_n, en.0,150 (usado para la obtención del AMP en cuencas de la región de las Montañas Rocosas). Para reflejar la variabilidad de grados de eficacia hidráulica, K_n, varía desde el valor superior de 0,150 al inferior de 0,064. De todas formas, considerado los pocos puntos mostrados en la figura 3-6 situados en este valor o próximos a el, será necesario tener cuidado antes de seleccionar un valor bajo de K_n, para asegurar que la cuenca estudiada tenga exactamente las mismas características de eficacia hidráulica en lo que se refiere a geología, desarrollo de red de desagüe, y rugosidad del cauce.

La figura 3-7 y los datos que la acompañan recogidos en la tabla 3-5 representan las condiciones en las diferentes zonas de Costa y Cascadas de California, Oregón, y Washington. En el rango de valores mas alto de K_n, un valor de 0,150 es indicativo de crecimiento muy fuerte de las coníferas provocando que se extiendan por la llanura de inundación del cauce, reduciendo las eficacias hidráulicas de estas cuencas. En la parte baja del intervalo de K_n, un valor de 0,080 es típico de las cuencas bajas dónde la vegetación considerablemente más diseminada produce una eficacia hidráulica más alta.

La figura 3-8 y los datos de la tabla 3-6 representan las condiciones urbanas de varias localizaciones a lo largo de los Estados Unidos. La horquilla de valores de K_n, entre 0,033 y 0,013, fundamentalmente refleja la densidad y tipo de desarrollo y hasta qué punto se han construido sistemas de recogida de aguas de lluvia. Un desarrollo de alta densidad combinado con un buen sistema de recogida de pluviales es típico de cuencas de drenaje con los valores de K_n menores. Baja-densidad o un desarrollo parcial únicamente con infraestructuras menores de recogida de aguas pluviales son típicos de cuencas con valores de K_n mayores. Como resultado, es indispensable que se consideren anticipadamente los desarrollos futuros. La mayoría de los desarrollos urbanos tienden eventualmente a volverse de alta-densidad y, con problemas de inundación continuos, también tienden a tener mejores sistemas de pluviales. El ingeniero hidrológico debe anticiparse a tales eventualidades y asignar valores bajos a K_n, razonablemente esperables a lo largo de la vida útil del proyecto.

(c) Distribución Temporal de la tormenta unitaria.- El tiempo de retardo de una cuenca de drenaje es sólo la mitad de la información necesaria para el desarrollo de un hidrograma unitario sintético. La otra mitad son los medios por los que la escorrentía de la lluvia unitaria es distribuida temporalmente o, expresado de otra manera, la relación de variación entre el tiempo y la proporción de la descarga. Esta distribución se crea usando un perfil adimensional de un hidrograma unitario observado para una cuenca similar. A través de este perfil adimensional, las diferencias de tamaño de la cuenca y las variaciones en el tiempo de retardo del hidrograma unitario y su duración se tienen en cuenta automáticamente.

Tabla 3-1.- Datos del tiempo de retardo del hidrograma unitario, Great Plains.

Nº. de índice	Estación y localización	Área drenante mi²	Factor de cuenca $LL_{ca}/\sqrt{S}$	Tiempo de retardo h	K_n
1	Black Squirrel Cr. nr. Ellicot, CO	353.0	92.9	3.5	0.030
2	Jimmy Camp Cr. nr. Widefield, CO	54.3	12.2	1.8	.030
3	Dry Creek nr. Lamar, CO	73.0	27.9	3.1	.040
4	Willow Cr. nr. Lamar, CO	40.5	13.3	2.5	0.041
5	Clay Cr. above Clay Cr. Dam nr. Lamar, CO	213.0	129.0	5.2	0.04
6	Smokey Hill R. nr. Ellsworth, KS	[1]1050.0	787.0	17.9	.076
7	Cimmaron R. nr. Boise City, OK	2150.0	275.0	8.4	.051
8	North Fk. Red R. nr. Granite, OK	[1]2005.0	3230.0	20.0	.053
9	Elm Fk. of North Fk. Red R. nr. Magnum, OK	838.0	920.0	14.5	.076
10	Salt Fk. Red R. nr. Magnum, OK	1566.0	2045.0	21.0	.060
11	Beaver Cr. No. 3 NE (Central Plains Experiment Station)	2.0	0.19	0.88	.059
12	Beaver Cr. No. 8, NE (Central Plains Experiment Station)	25.0	5.7	3.1	.067
13	Washita R. at Clinton, OK	794.0	860.0	10.5	.043
14	Barnitze Cr. nr. Arapaho, OK	243.0	99.9	7.5	0.063
15	Pond Cr. nr. Ft. Cobb, OK	300.0	156.0	8.4	.061
16	Rock Cr. nr. Dougherty, OK	134.0	65.9	5.8	.056
17	Red Willow Cr. nr. McCook, NE	[1]68.0	44.4	5.8	.064
18	Pecos R. at Puerto D. Lune, NM	3970.0	3300.0	17.0	.045
19	Pecos R. at Anton Chico, NM	1050.0	890.0	10.5	.043
20	Vermejo R. at Dawson, NM	299.0	83.0	4.2	.038
21	Vermejo R. at Dawson, NM (2d reconstruction)	299.0	83.0	5.7	.051
22	Rio Hondo nr. Diamond A Ranch, NM	960.0	312.0	11.0	.064
23	Rio Ruidoso nr. Hondo, NM	307.0	73.5	7.0	.065
24	Buckhorn Cr. nr. Masonville, CO	[1]6.9	1.2	1.0	.036
25	Washita R. nr. Cheyenne, OK	353.0	306.0	5.1	.030
26	Medicine Cr. nr. Cambridge, NE	722.0	797.0	13.5	.057
27	Little Beaver Cr. above Marmath, ND	550.0	648.0	7.7	.035
28	Middle Fk. Powder R. above Kaycee, WY	980.0	131.0	7.7	.059

[1]Área de aportación

En el método del hidrograma unitario adimensional, los hidrogramas unitarios desarrollados a partir de los eventos de avenidas registrados se transforman en perfiles adimensionales tal y como sigue:

(1) La base temporal se expresa en abscisas (eje x) en términos de tiempo como porcentaje del tiempo de retardo de la mitad de la duración de la lluvia unitaria (es decir, la semiduración).

(2) El caudal de descarga adimensional se expresa en ordenadas (eje y) en términos de descarga unitaria del hidrograma (en pies cúbicos por segundo) por el tiempo de retraso más la semiduración (en horas) dividido por la escorrentía unitaria en pies cúbicos por segundo-días. Matemáticamente, esto se expresa como $q(L_g + D/2)/Vol$; donde q es la descarga adimensional ordinal, L_g es el tiempo de retardo (en horas), D es la duración de la lluvia unitaria (en horas), y el Vol. es el volumen de la escorrentía unitaria (en pies cúbicos por segundo-día)

En la técnica del hidrograma en S, los hidrogramas unitarios desarrollados desde

UDHCONECTA.COM

registros de eventos se convierten en perfiles unitarios tal y como sigue:

(1) Un hidrograma suma se desarrolla primero agregando algebraicamente las ordenadas de una serie continua de hidrogramas unitarios idénticos, cada uno consecutivamente con un desfase de un período unitario. El tiempo de retraso para esta técnica particular se determina leyendo (del hidrograma suma trazado) el tiempo transcurrido desde el principio de la lluvia hasta el tiempo en que se alcanza el 50 por ciento de la descarga final.

(2) El hidrograma unitario adimensional se desarrolla entonces del hidrograma suma convirtiendo la base temporal (abscisa) a porcentaje de tiempo de retraso, y el valor de las ordenadas como porcentaje de la descarga final.

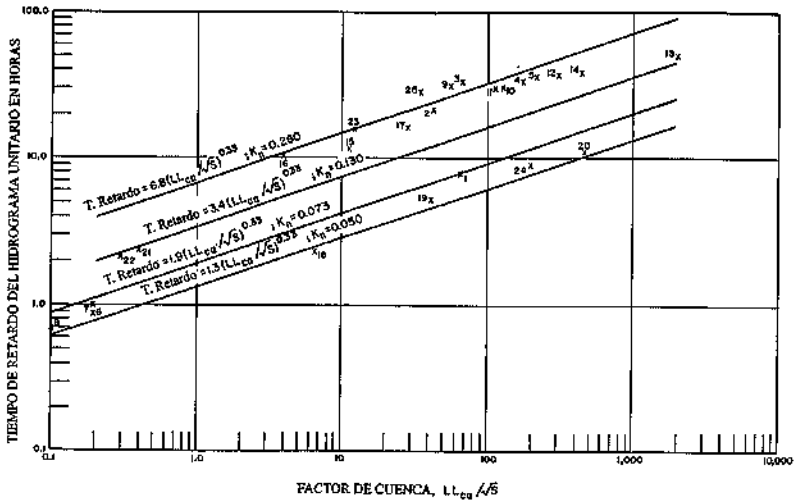


Figura 3-4.- Relaciones del tiempo de retardo del hidrograma unitario, Rocky Mountains. 103-D-1851.

(d) Desarrollo de Hidrogramas Unitarios Sintéticos.- (1) *Determinación del Tiempo de Retardo del Hidrograma Unitario Sintético.-* Se ha prestado importante atención a las observaciones específicas que deben hacerse en un reconocimiento de campo de una cuenca drenante. Las observaciones de la red de drenaje de una cuenca o de su sistema hidráulico forman la base primaria para establecer el K_n apropiado a usar en la estimación del tiempo de retardo del hidrograma unitario sintético. Al asignar el valor de K_n, para una cuenca particular, también deberán considerarse los valores de K_n obtenidos en los análisis de hidrogramas de lluvia observada para cuencas con un cauce y características de la llanura de inundación y densidad de la red de desagüe similares.

Tabla 3-2.- Datos del tiempo de retardo del hidrograma unitario, Rocky Mountains, New Mexico, Colorado, Utha, Wyoming, Montana, Idaho and Oregon.

No. De índice	Estación y localización	Área drenante mi2	Factor de cuenca $LL_{ca}/\sqrt{S}$	Tiempo de retardo h	Kn
1	Purgatoire R. at Trinidad, CO	742.0	69.8	8.0	0.076
2	Wood R. nr. Meeteetse, WY	194.0	41.9	21.5	.241
3	Grey Bull R. nr. Meeteetse, WY	681.0	68.3	34.0	.324
4	San Miguel R. at Naturita, CO	1080.0	174.0	34.0	.238
5	Uncompaghre R. at Delta, CO	1110.0	216.0	36.0	.235
6	Dry Gulch nr. Estes Park, CO	2.1	0.2	0.9	.059
7	Rabbit Gulch nr. Estes Park, CO	3.4	0.2	1.0	.065
8	North Fk. Big Thompson R. nr. Glen Haven, CO	1.3	0.1	0.7	.058
9	Uintah R. nr. Neola, UT	181.0	59.0	32.0	.324
10	South Fk. Payette R. nr. Garden Valley, OR	779.0	123.0	30.0	.236
11	Malheur R. nr. Drewsey, OR	910.0	114.0	30.0	.242
12	Weiser R. above Craney Cr. nr. Weiser, OR	1160.0	310.0	37.0	.214
13	Madison R. nr. Three Forks, MT	2511.0	2060.0	50.0	.155
14	Gallitin R. at Logan, MT	1795.0	443.0	38.0	.196
15	Surface Cr. at Cedaredge, CO	43.0	11.3	11.3	.195
16	South Piney Cr. at Willow Park, WY	28.9	3.8	10.5	.260
17	Piney Cr. at Kearney, WY	106.0	29.0	16.5	0.209
18	Coal Cr. nr. Cedar City, UT	92.0	6.6	2.4	.050
19	Sevier R. nr. Hatch, UT	260.0	41.0	5.1	.058
20	Sevier R. nr. Kingston, UT	1110.0	469.0	11.0	.056
21	Centerville Cr. nr. Centerville, UT	3.9	0.4	2.4	.124
22	Parrish Cr. nr. Centerville, UT	2.0	0.3	2.2	.126
23	Florida R. nr. Hermosa, CO	69.4	12.5	15.5	.259
24	Dolores R. nr. McPhee, CO	793.0	193.0	9.0	.061
25	Los Pinos R. nr. Bayfield, CO	284.0	35.0	28.5	.339

Una vez que ha sido determinado el valor de K_n, L y L_{ca}, se medirán usando mapas topográficos apropiados. S, la pendiente del curso de agua más largo, también se calculará usando los datos del mismo mapa topográfico. Estos parámetros físicos, K_n, L, L_{ca},y S, se introducirán a continuación en la ecuación general del tiempo de retardo, ecuación (1), que obtiene el tiempo de retardo del hidrograma sintético unitario, en horas.

$$L_g = 26K_n\left(\frac{LL_{ca}}{S^{0,5}}\right)^{0,33}$$

(2) *Selección de un Hidrograma Adimensional Unitario o en "S" Apropiado.-* Es un hecho reconocido que la mayoría de los lectores no tiene acceso a un archivo extenso de datos que representen o bien hidrogramas unitarios adimensionales o en "S" que podrían usarse para la construcción de hidrogramas unitarios para cuencas concretas. La inspección de los datos disponibles en el Bureau of Reclamación, ha llevado a los hidrólogos de avenidas de dicho organismo a la determinación de seis posibles relaciones adimensionales acordes con las regiones identificadas en la discusión anterior sobre las relaciones entre los tiempos de retardo del hidrograma unitario. Debe tenerse presente que un hidrograma unitario derivado de un hidrograma de avenida reconstruido a partir de una gran inundación acaecida en la cuenca de estudio puede considerarse superior a los recomendados para la región en la que se engloba dicha cuenca.

UDHCONECTA.COM

De acuerdo con el desglose regional para las relaciones del tiempo de retardo del hidrograma unitario, las tablas 3-7 a 3-18 representan hidrogramas unitarios adimensionales y los hidrogramas adimensional en "S" equivalentes para estas regiones. Estos datos pueden usarse por el lector para representar el hidrograma unitario adimensional en papel semi-logarítmico o el hidrograma en "S" en papel normal con coordenadas rectangulares. Esto facilitará la extracción de los valores de la ordenada correspondientes a porcentajes discretos bien del tiempo de retraso mas la semiduración o bien del tiempo en porcentaje del tiempo de retraso. Estos valores discretos se requieren para el desarrollo de un hidrograma unitario en particular.

Las tablas 3-7 y 3-8 contienen los datos de un hidrograma unitario adimensional y del hidrograma adimensional equivalente en "S" que son considerados apropiados para la Región de las Grandes Llanuras. Las tablas 3-9 y 3-10 proporcionan datos similares para su utilización en la construcción de hidrogramas unitarios para AMP siendo el resultado de tormentas máximas probables de tipo general en la Región de las Montañas Rocosas. Las tablas 3-11 y 3-12 contienen datos adecuados para la creación de hidrogramas unitarios en las cuencas de la Región de las Montañas Rocosas cuando se estiman AMP generadas por tormentas importantes. Las tablas 3-13 y 3-14 contienen los datos a usar en las regiones del Desierto Sudoeste, Gran Cuenca, y de la Meseta Colorado. Las tablas 3-15 y 3-16 proporcionan datos considerados adecuados para su uso en la Región de Sierra Nevada en California, y las regiones de la Costa y de las Cascadas de California, Oregón, y Washington. Finalmente, las tablas 3-17 y 3-18 son el hidrograma unitario adimensional y el hidrograma comparable adimensional en "S", respectivamente, que se pueden utilizar en la obtención de hidrogramas unitarios para cuencas urbanas.

(3) *Cálculo de las Ordenadas del Hidrograma Unitario Sintético.*- Cuando se ha determinado el tiempo de retardo del hidrograma unitario y se ha seleccionado el hidrograma unitario adimensional o el hidrograma en "S", el proceso de obtención de las ordenadas del hidrograma unitario sintético es básicamente un proceso mecánico. Este proceso se analiza en los párrafos siguientes para cada una de las dos técnicas utilizadas actualmente por el Bureau.

a). Técnica del Hidrograma Unitario Adimensional.- El primer elemento que debe determinarse es la duración de la unidad del hidrograma unitario sintético. Para proporcionar una definición adecuada del pico del hidrograma unidad, muchos investigadores han indicado que la duración de la unidad debe ser aproximadamente el tiempo de retardo dividido por 5,5. El resultado de esta división, la duración unitaria adoptada, deberá siempre ser redondeada hacia abajo al más próximo de los siguientes: 5, 10, 15 o 30 minutos, o bien 1, 2, o 6 horas. Si el resultado es mayor que 6 horas, la cuenca probablemente deberá ser dividida en subcuencas, desarrollándose un hidrograma unitario para cada una. Los hidrogramas de escorrentía resultantes de la aplicación en cada subcuenca de la lluvia deberán ser combinados en el punto de concentración para determinar el hidrograma final.

El hidrograma unitario adimensional se representa en base al tiempo en la escala de abscisas como el porcentaje del tiempo de retardo más la semiduración de la lluvia. Los valores de la ordenada se determinan multiplicando la descarga por el número que se calcula sumando el tiempo de retardo y la semiduración de la lluvia unitaria, dividiendo a continuación por el volumen de 1 pulgada de escorrentía de la cuenca objeto de estudio. Debido a que el tiempo de retardo es conocido y el volumen de 1 pulgada de escorrentía puede determinarse a partir del área de la cuenca drenante, el hidrograma unitario adimensional seleccionado puede usarse para

calcular el hidrograma unitario. Esta metodología se explica mejor con un ejemplo.

Considérese una cuenca drenante de 300-mi^2 (780 Km^2) cuyo tiempo de retardo del hidrograma unitario se ha calculado en 9 horas. Asúmase que se ha elegido un tiempo unitario de 2 horas para el desarrollo del hidrograma unitario. Asúmase también que el hidrograma unitario adimensional mostrado en la figura 3-9 se ha seleccionado como base para el desarrollo del hidrograma unitario para la cuenca objeto de estudio.

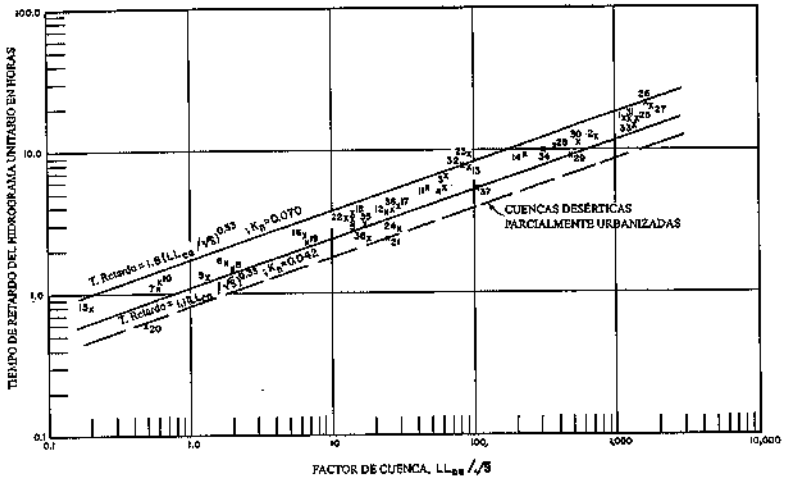


Figura 3-5.- Relaciones del tiempo de retardo, Southwest Desert, Great Basin and Colorado Plateau. 103-D-1852

El tiempo de retraso más la semiduración de la lluvia unitaria es igual a 9 + 2/2 = 10 horas. El volumen de 1 pulgada (25,4 mm) de escorrentía es 300 veces el factor de conversión 26,89 o 8,067 ft^3/s-día. Después de determinar estos valores, se crea una tabla como la incluida en la figura 3-9. El factor de conversión 26,89 se usa para pasar de una pulgada de exceso de lluvia sobre una mi^2 de área en 24 horas a escorrentía, en pies cúbicos por segundo y día. La primera columna muestra el tiempo en horas; cada incremento es igual a la duración de lluvia unitaria. Los valores en la segunda columna, etiquetados "% de L_s + $D/2$" (porcentaje de tiempo de retardo más la semiduración de lluvia unitaria), se determinan dividiendo el valor correspondiente en la primera columna por la suma del tiempo de retardo y el valor de la semiduración, D/2, multiplicando finalmente por 100 para convertir a porcentajes. Los valores de la tercera columna se obtienen leyendo el valor de la ordenada del hidrograma unitario adimensional para el porcentaje del tiempo de retardo correspondiente más el valor de la semiduración de la segunda columna. Las ordenadas con las descargas del hidrograma unitario recogidas en la cuarta columna se calculan multiplicando valores de la tercera columna por el cociente del volumen de escorrentía de 1 pulgada (8,067 ft^3/s-d) dividida por el tiempo de retardo más el valor de la semiduración. Las ordenadas así calculadas representan la descarga del hidrograma

UDHCONECTA.COM

unitario al final del período de tiempo respectivo.

Cuando se calculan las ordenadas del hidrograma unitario, los puntos deberán dibujarse en papel milimetrado y unirse mediante una curva ajustada. Aunque esta curva no pasará por todos los puntos, las ordenadas del hidrograma unitario definitivo usadas para el cálculo del hidrograma de avenidas deberán ser los valores tomados de la curva en lugar de los valores calculados. El gráfico y la parte final de la tabla con las ordenadas del hidrograma unitario deberán incluirse en todos los informes de estudio de avenidas.

b). Técnica del hidrograma adimensional en "S".- Como con la técnica del hidrograma unitario adimensional, el primer punto a determinar es la duración unitaria. Se usaran las mismas restricciones a esta técnica, en relación al cálculo de la duración unitaria, que las aplicadas al hidrograma unitario adimensional para determinar la duración unitaria y la subdivisión de la cuenca de drenaje.

El hidrograma adimensional en "S" se expresa en términos de tiempo (en porcentaje del tiempo de retardo del hidrograma unitario) en el eje de abscisas, y la descarga se representa como un porcentaje de la descarga completa en el eje de ordenadas. La descarga completa es una proporción de equilibrio de descarga lograda cuando la cuenca entera está contribuyendo a la escorrentía en el punto de concentración, partiendo de una serie continua de incrementos de exceso en la lluvia unitaria. La descarga completa de una cuenca drenante se calcula multiplicando el área drenante, en millas cuadradas, por el factor conversión 645,3 y dividiendo el resultado por la duración de la lluvia unitaria. El factor de conversión 645,3 transforma 1 pulgada de exceso de lluvia caída en un área de 1-mi^2 durante 1 hora en caudal, expresado como 1 h-ft^3/s. Cuando tanto el tiempo de retardo como la proporción de descarga completa son conocidas, la aplicación de estos valores al hidrograma adimensional en "S" permite obtener un hidrograma unitario sintético, como se describe en el ejemplo siguiente.

Considérese una cuenca de drenaje con un área de 250 mi^2 (650 Km^2) y un tiempo de retardo de 12 horas. La duración unitaria teórica es 12/5,5, o 2,18 horas. Esto se redondea hacia abajo a 2 horas a efectos de cálculo. La descarga completa para esta cuenca partiendo de una serie continua de excesos de lluvia incrementándose en 1 pulgada para cada período de 2 horas sería 250(645,3)/2 o 80.662,5 2-h-ft^3/s. Se asume que el hidrograma adimensional en "S" mostrado en la figura 3-10 es apropiado para la cuenca hipotética considerada y se selecciona para su uso en este ejemplo. El hidrograma sintético unitario, truncado a la hora 18 por brevedad, se desarrolla como se muestra en la tabla 3-19.

El tiempo se muestra en la primera columna con incrementos iguales a la duración unitaria. En la segunda columna el tiempo se expresa como porcentaje del tiempo de retardo y se determina dividiendo el incremento de tiempo de la primera columna por el tiempo de retardo del hidrograma. Los valores incluidos en la tercera columna representan ordenadas tomadas del hidrograma adimensional en "S" en los valores correspondientes (tiempo en porcentaje del retardo) de la segunda columna. Cada valor de la tercera columna se multiplica por la completa para llegar a las ordenadas de hidrograma suma mostrado en la cuarta columna. Cada ordenada del hidrograma unitario de la quinta columna es la diferencia entre el valor correspondiente en la cuarta columna y el valor precedente de la cuarta columna.

Las ordenadas de hidrograma unitario deben dibujarse en un papel milimetrado para los intervalos de tiempo adecuados, y se deberá dibujar una curva ajustada sobre los puntos. Las ordenadas del hidrograma unitario definitivo deberán reflejar la posición de la curva redondeada en lugar de las ordenadas calculadas.

Tabla 3-3.- Datos del tiempo de retardo del hidrograma unitario, Southwest Desert, Great Basin and Colorado Plateau.

No. de índice	Estación y localización	Área drenante mi2	Factor de cuenca $LL_{ca}/\sqrt{S}$	Tiempo de retardo h	Kn
1	Salt River at Roosevelt, AZ	4341.0	4341.0	16.0	0.058
2	Verde R. above E. Verde and below Jerome , AZ	3190.0	3190.0	12.0	.052
3	Tonto Cr. above Gun Cr., AZ	678.0	678.0	6.5	.063
4	Agua Fria R. nr. Mayor, AZ	590.0	590.0	5.4	.053
5	San Gabriel R. at San Gabriel Dam, CA	162.0	162.0	3.3	.053
6	West Fk. San Gabriel R. at Cogswell Dam, CA	40.4	40.4	1.6	.051
7	Santa Anita Cr. at Santa Anita Dam, CA	10.8	10.8	1.1	.050
8	Sand Dimas Cr. at San Dimas Dam, CO	16.2	16.2	1.5	.046
9	Eaton Wash at Eaton Wash Dam, CA	9.5	9.5	1.3	.046
10	San Antonio Cr. nr. Claremont, CA	16.9	16.9	1.2	.055
11	Santa Clara R. nr. Saugus, CA	355.0	355.0	5.6	0.06
12	Temecula Cr. at Pauba Canyon, CA	168.0	168.0	3.7	.050
13	Santa Margarita R. nr. Fallbrook, CA	645.0	645.0	7.3	.062
14	Santa Margarita R. at Ysidora, CA	740.0	740.0	9.5	.061
15	Live Oak Cr. at Live Oak Dam, CA	2.3	2.3	0.8	.052
16	Tujunga Cr. at Big Tujunga Dam, CA	81.4	81.4	2.5	.052
17	Murrieta Cr. at Temecula, CA	220.0	220.0	4.0	.051
18	Los Angeles R. at Sepulveda Dam, CA	152.0	152.0	3.5	.056
19	Pacoima Wash at Pacoima Dam, CA	27.8	27.8	2.4	.049
20	East Fullerton Cr. at Fullerton Dam, CA	3.1	3.1	0.6	.029
21	San Jose Cr. at Workman Mill Rd. CA	81.3	81.3	2.4	.032
22	San Vincente Cr. at Foster, CA	75.0	75.0	3.2	.053
23	San Diego R. nr. Santee, CA	380.0	380.0	9.2	.078
24	Deep Cr. nr. Hesperia, CA	137.0	137.0	2.8	.036
25	Bill Williams R. at Planet, AZ	4730.0	4730.0	16.2	.056
26	Gila R. at Conner No. 4 Damsite, AZ	2840.0	2840.0	21.5	.071
27	San Francisco R. at Jet. with Blue R., AZ	2000.0	2000.0	20.6	.068
28	Blue R. nr. Clifton, AZ	790.0	790.0	10.3	.057
29	Moencopi Wash nr. Tuba City, AZ	2490.0	2490.0	9.2	.046
30	Clear Cr. nr. Winslow, AZ	607.0	607.0	11.2	.053
31	Puerto R. nr. Admana, AZ	2760.0	2760.0	15.9	.058
32	Plateau Cr. nr. Cameo, CO	604.0	604.0	7.9	.069
33	White R. nr. Watson, UT	4020.0	4020.0	15.7	.054
34	Paria R. at Lees Ferry, AZ	1570.u	1570.u	10.2	.060
35	New River at Rock Springs, AZ	67.3	67.3	3.1	.047
36	New River at New River, AZ	85.7	85.7	3.7	.048
37	New R. at Bell Road nr. Phoenix, AZ	187.0	187.0	5.3	.043
38	Skunk Cr. nr. Phoenix, AZ	64.6	64.6	2.4	.035

UDHCONECTA.COM

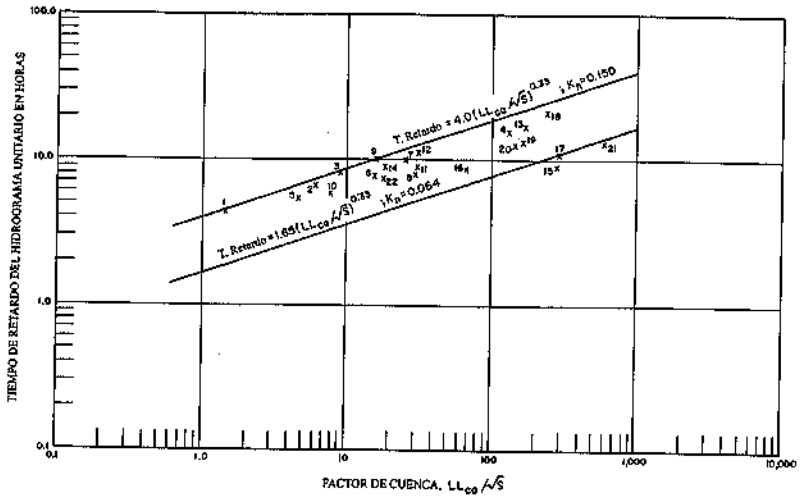


Figura 3-6.- Relaciones del tiempo de retardo, Sierra Nevada, California. 103-D-1853.

(e) *Infiltración y Otras Pérdidas*.- La lluvia o la nevada se dividen en varios componentes cuando tocan tierra. El hidrólogo de avenidas reconoce cuatro tipos de pérdidas:

(1) *Interceptación* por la vegetación y evaporación subsiguiente o retraso en alcanzar la superficie del suelo.

(2) *Evaporación* en la superficie del suelo durante las lluvias prolongadas o cuando se acumula en forma de hielo procedente de la nieve.

(3) *Almacenamiento en depresiones* o huecos de la superficie que actúan como embalses en miniatura y no liberan sus aguas hasta que su capacidad de almacenamiento se exceda (y entonces sólo se comporta como una relación descarga-almacenamiento comparable con la de un vertedero incontrolado diseñado para una estructura de almacenamiento de aguas).

(4) *Infiltración* en el suelo receptor, piedra, o combinación de ellos. Cualquiera de los constituyentes (tanto naturales como artificiales) de la superficie terrestre puede absorber agua, bien sea un área de aparcamiento de hormigón o la tierra más arenosa.

La escorrentía por la superficie terrestre se produce cuando la lluvia o el deshielo superan las primeras tres pérdidas y exceden la capacidad de la tierra para absorber el agua.

Las tres primeras entre las pérdidas enumeradas anteriormente son habitualmente menores comparadas con las pérdidas por infiltración cuando las intensidades de lluvia son suficientes como para producir avenidas importantes. Bajo estas condiciones se suelen agrupar como parte de la pérdida por infiltración y se denominan "pérdidas iniciales".

Tabla 3-4.- Datos del tiempo de retardo del hidrograma unitario, Sierra Nevada, California

No. de índice	Estación y localización	Área drenante mi2	Factor de cuenca $LL_{ca}/\sqrt{S}$	Tiempo de retardo h	Kn
1	Pitman Cr. below Tamarack Cr., CA	22.7	1.4	4.4	0.151
2	North Fk. Kings R. nr. Cliff Camp, CA	[1]70.0	6.2	6.7	.141
3	North Fk. Kings R. below Rancheria, CA	[1]116.0	9.2	8.4	.155
4	Cosumnes R. at Michigan Bar, CA	537.0	133.0	16.0	.123
5	Cosgrove Cr. nr. Valley Springs, CA	20.6	4.6	5.5	.128
6	Woods Cr. nr. Jacksonville, CA	98.4	15.1	7.8	.122
7	North Fk. Calaveras R. nr. San Andreas, CA	85.7	25.4	10.0	.132
8	Calaveras R. at Calaveras Reservoir, CA	395.0	30.6	8.5	.106
9	Calaveritas Cr. nr. San Andreas, CA	53.0	15.6	10.0	.155
10	North Fk. Cosumnes R. at Cosumnes Mine, CA	36.9	7.7	6.0	.118
11	Tule R. at Success Dam, CA	388.0	31.4	8.8	.109
12	Kaweah R. at Terminus Dam, CA	560.0	30.4	11.5	.143
13	Kings R. at Pine Flat Dam, CA	1542.0	168.0	17.2	.122
14	Big Dry Cr. Reservoir, CA	86.0	18.5	9.2	.135
15	Stanislaus R. at Melones Dam, CA	897.0	269.0	9.2	.056
16	Calaveras R. at Hogan Reservoir, CA	363.0	66.0	8.6	.083
17	American R. at Folsom Dam, CA	1875.0	290.0	10.9	.065
18	Kern R. at Isabella Dam, CA	2075.0	235.0	21.5	.136
19	North Yuba R. at Bullard's Bar Dam, CA	481.0	164.0	13.2	.094
20	Yuba R. at Englebright Dam, CA	990.0	143.0	12.5	.093
21	San Joaquin R. at Friant Dam, CA	1261.0	497.0	13.7	.068
22	South Fk. Cosumnes R. nr. River Pines, CA	64.3	17.7	7.6	.113

[1] Área de aportación

Para ilustrar los fenómenos que ocurren en la tierra cuando el agua cae en forma de lluvia, considérese una situación al comienzo de la lluvia cuando la tierra este relativamente seca porque no se ha producido precipitación en días recientes. Inicialmente, parte de la precipitación se intercepta por la vegetación. Sin embargo, una vez que la vegetación alcanza su capacidad de retención de agua, la precipitación adicional simplemente escurre y cae a tierra. El resto de la lluvia cae directamente en la superficie del suelo y se infiltra en la tierra o se retiene en el almacenamiento en depresiones. En realidad, parte de esta precipitación se evapora a la atmósfera. Sin embargo, en el análisis hidrológico de avenidas extremas, las pérdidas por interceptación y evaporación son tan pequeñas en comparación con la magnitud de la precipitación que se desprecian. La precipitación al comienzo se filtra bastante rápido en la mayoría de las tierras hasta satisfacer la demanda de humedad del suelo. A partir de ese momento, el agua en exceso que no es necesaria para satisfacer la demanda de humedad del suelo se mueve hacia abajo por efecto de gravedad hasta almacenarse en los acuíferos subterráneos.

La proporción mínima a la que un suelo en condiciones de saturación puede absorber agua habitualmente se denomina "capacidad de infiltración" del suelo.

La proporción a la que un suelo dado absorbe la lluvia es función de la infiltración y de la permeabilidad. La tasa de infiltración es función principalmente de las condiciones de la superficie dónde el agua entra en el suelo. La permeabilidad, o tasa de transmisión, es la tasa a la que el agua se mueve a través de la

UDHCONECTA.COM

tierra en dirección vertical u horizontal. Sin embargo, en los estudios hidrológicos de avenidas tanto las tasas de infiltración como de permeabilidad se combinan bajo la designación común de "tasa de infiltración."

En la práctica, todos estos fenómenos, cuando se enmarcan en episodios de avenidas extremas, pueden representarse por una función del tipo curva decreciente En 1940, Horton [2] propuso la ecuación siguiente para representar esa función:

$$f = f_c + (f_o - f_c)e^{-kt} \qquad (2)$$

Donde:

f = Tasa de infiltración resultante en el tiempo t,

f_c = Tasa de infiltración mínima,

f_o =Tasa inicial de la capacidad de infiltración,

e = Base de logaritmos Neperianos,

k = Constante dependiente fundamentalmente del tipo de suelo y vegetación, y

t = tiempo desde el inicio de la lluvia.

En el desarrollo de las AMP, el ingeniero hidrólogo está fundamentalmente preocupado con la magnitud de f_c.

El Servicio de Conservación Terrestre ha propuesto subdividir los tipos de suelos en cuatro grupos, basándose en sus capacidades de infiltración respectivas. Estos grupos, tal y como los ha definido dicha agencia, son esencialmente como sigue:

(1) *Los Suelos del grupo A* (baja capacidad de escorrentía) presentan una elevada tasa de infiltración incluso cuando están saturados. Este grupo incluye fundamentalmente arenas muy o moderadamente drenantes o gravas. Estos suelos tienen un valor alto de permeabilidad. La tasa de infiltración mínima para estos suelos varía entre 0,3 y 0,5 pulgadas por hora. (7,62 a 12,70 mm/hora)

(2) *Los Suelos del grupo B* presentan una moderada tasa de infiltración cuando se encuentran completamente empapados. Este grupo incluye suelos de ligeramente profundos a profundos y de moderadamente drenantes a buenos drenantes. Tienen texturas entre finas y las ligeramente toscas, e incluyen margas arenosas y limos poco profundos. La tasa mínima de infiltración para estos suelos varía entre 0,15 y 0,30 pulgadas por hora. (3,96 a 12,70 mm/hora)

(3) *Los Suelos del grupo C* presentan tasas de infiltración bajas cuando se encuentran completamente empapados. Este grupo incluye principalmente tierras con una capa que impide movimiento descendente de agua y tierras con textura entre moderadamente fina y fina Estos suelos tienen una tasa de permeabilidad baja. Muchas margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido en materia orgánica, y suelos con alto contenido en arcillas pertenecen a este grupo. La tasa de infiltración mínima para estos suelos oscila entre 0,05 y 0,15 pulgadas por hora. (1,32 a 3,96 mm/hora)

(4) *Los Suelos del grupo D* (alta capacidad de escorrentía) presentan tasas de infiltración muy bajas cuando se encuentran completamente empapados. Este grupo esta constituido fundamentalmente por suelos arcillosos con alta capacidad de hinchamiento, suelos con el nivel freático permanentemente elevado, suelos con capas de arcilla en o cerca de la superficie, y suelos poco profundos situados sobre material casi impenetrable. Este grupo incluye arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos. Estos suelos tienen una tasa de permeabilidad muy baja. La tasa de infiltración mínima para estos suelos varía entre 0,0 y 0,05 pulgadas por hora. (0 a 1,32 mm/hora).

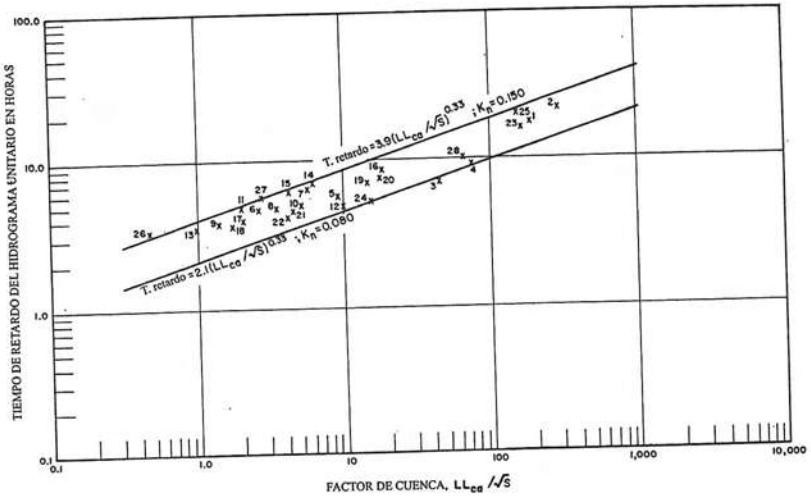


Figura 3-7.- Relaciones del tiempo de retardo, Coast and Cascade ranges of California, Oregon and Washington. 103-D-1854.

Los análisis hidrológicos que lleven a estimaciones de la *AMP* deberán basarse en hipótesis que mantengan la infiltración mínima durante la tormenta máxima probable. Esta hipótesis se basa en la consideración de las condiciones que han sido contempladas anteriormente en eventos de tormentas extremas. Las condiciones históricas han mostrado que es bastante razonable esperar el que una o más tormentas precedan o antecedan al evento extremo. De acuerdo con esto, se supone que las tormentas antecedentes satisfacen todas las deficiencias de humedad del suelo, interceptación, evaporación y pérdidas por almacenamiento en las depresiones del terreno; y que los valores de la tasa de infiltración son los mas bajos posibles cuando se produce la precipitación máxima probable.

(f) *Flujo de base y flujo interno* Hay dos componentes de flujo de un hidrograma que están representados en la figura 3.11. La componente del flujo de base generalmente procede del agua que alcanza el cauce después de fluir una distancia considerable bajo tierra. El hidrograma es habitualmente representado con una curva decreciente que indica valores menguantes del flujo superficial. Este flujo continúa disminuyendo hasta que la superficie de agua en el arroyo se encuentra en equilibrio con el nivel freático del agua en las zonas adyacentes, y el caudal se mantiene por las aportaciones desde el acuífero del terreno. Cuando el nivel freático se encuentra en un nivel inferior al del lecho, no existe flujo de superficie en el cauce, pero puede existir flujo bajo el mismo en las gravas del río. En este caso la curva de decreciente se acerca y finalmente llega a cero.

El componente del flujo interno, a veces llamado flujo subsuperficial, se genera mediante precipitación que percola en el suelo por infiltración, pero surge como un aporte directo a la escorrentía de la superficie en un

UNIVERSITAT DE LLEIDA BIBLIOTECA ETSEA

UDHCONECTA.COM

periodo relativamente corto. La idea actual es que este fenómeno ocurre en cada suceso de avenida intensa en diversos grados, dependiendo de las características de la cuenca drenante.

La cuantificación del flujo de base y de las componentes del flujo subsuperficial en un estudio de tormenta se basa normalmente en los resultados de reconstrucciones del hidrograma de avenida. En la figura 3-11 se muestran respectivamente una curva menguante típica y una correspondiente al flujo subsuperficial, representada la primera por líneas y la segunda con rayas cortas y largas alternativamente. La separación del hidrograma de avenida observado en tres componentes requiere una cantidad considerable de experiencia dado que el flujo interno y el flujo de base (o flujo encubierto) es mucho más indeterminado que la componente del flujo de superficie.

Tabla 3-5.- Datos del tiempo de retardo del hidrograma unitario, Coast and Cascade ranges of California, Oregon and Washington.

N°. de índice	Estación y localización	Área drenante mi^2	Factor de cuenca $LL_{ca}/\sqrt{S}$	Tiempo de retardo h	K_n
1	Putah Cr. nr. Winters, CA	577.0	190.0	17.5	0.119
2	Stony Cr. nr. Hamilton City, CA	764.0	288.0	21.8	.129
3	Huasna R. nr. Santa Maria, CA	119.0	45.4	7.0	.076
4	Sisquoc R. nr. Garey, CA	465.0	76.8	8.9	.082'
5	Salinas R. nr. Pozo, CA	114.0	9.0	5.7	.106
6	Corte Madera Cr. at Ross, CA	18.1	2.6	4.6	.129
7	East Fk. Russian R. nr. Calpella, CA	93.0	5.9	6.5	.139
8	Novato Cr. nr. Novato, CA	17.5	3.5	4.7	.120
9	Pinole Cr. nr. Pinole, CA	10.0	1.4	3.8	.131
10	San Francisquito Cr. nr. Stanford University,CA	38.3	4.8	4.8	.llO
11	San Lorenzo Cr. at Hayward, CA	37.5	2.0	4.9	.150
12	Sonoma Cr. at Boyes Hot Springs, CA	62.2	10.0	4.8	.086
13	Corralitos Cr. nr. Corralitos, CA	10.6	0.97	3.4	S32
14	Austin Cr. nr. Cadzadero, CA	63.0	6.2	6.8	.143
15	Dry Cr. nr. Napa, CA	17.4	4.3	6.0	.143
16	South Fk. Eel R. nr. Branscomb, CA	43.9	17.8	8.1	.120
17	Branciforte Cr. at Santa Cruz, CA	17.3	2.1	3.9	.117
18	Matadero Cr. at Palo Alto, CA	7.2	1.7	3.7	.119
19	Napa R. at St. Helena, CA	81.1	14.8	6.8	.107
20	San Lorenzo R. at Big Trees, CA	111.0	17.8	8.0	.119
21	Uvas Cr. at Morgan Hill, CA	30.4	4.4	4.4	.104
22	Feliz Cr. nr. Hopland, CA	31.2	4.0	3.9	.095
23	Redwood Cr. at Orick, CA	278.0	170.0	16.0	.113
24	Russian R. at Ukiah, CA	99.6	14.5	5.1	.081
25	Trinity R. at Lewiston, CA	726.0	157.0	20.0	.145
26	Powell Cr. nr. Williams, OR	8.6	0.47	3.4	.168
27	Slate Cr. nr. Wonder, OR	30.9	2.8	5.6	.153
28	Arroyo Del Valle nr. Livermore, CA	147.0	66.5	10.0	.096

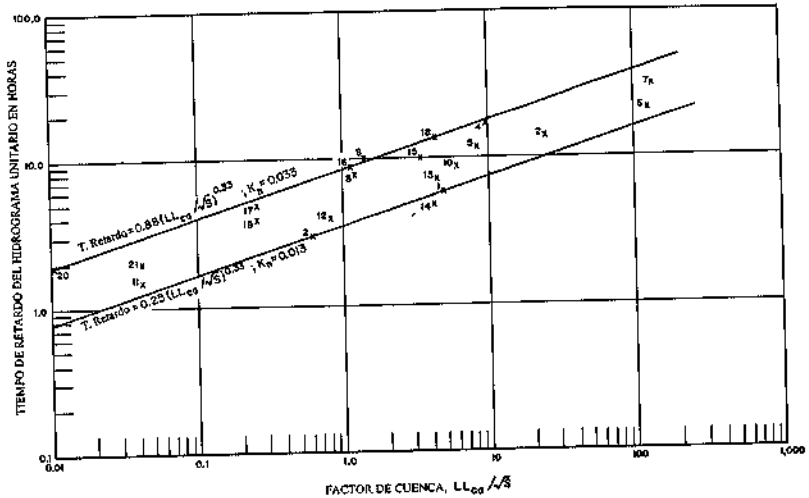


Figura 3-8.- Relaciones del tiempo de retardo, urban basins. 103-D-1855

Tabla 3-6.- Datos del tiempo de retardo del hidrograma unitario, urban basins.

No. de indice	Estación y localización	Área drenante mi^2	Factor de cuenca $LL_{ca}/\sqrt{S}$	Tiempo de retardo h	Kn
1	Alhambra Wash above Short St., Monterey Park, CA	14.0	4.8	0.6	0.011
2	San Jose Cr. at Workman Mill Rd, Whittier, CA	81.3	24.8	2.4	.032
3	Broadway Drain ,at Raymond Dike, CA	2.5	0.6	0.3	.014
4	Compton Cr. below Hooper Ave. Storm Drain, L.A., CA	19.5	9.7	1.8	.033
5	Ballona Cr. at, Sawtelle Blvd., L.A., CA	88.6	8.3	1.2	.023
6	Brays Bayou, Houston, TX	88.4	121.0	2.1	.017
7	White Oak Bayou, Houston, TX	92.0	134.0	3.1	.024
8	Boneyard Cr., Austin, TX	4.5	1.2	0.8	.029
9	Waller Cr., Austin, TX	4.1	1.4	1.0	.034
10	Beargrass Cr., Louisville, KY	9.7	5.6	0.9	.020
11	17th Street Sewer, Louisville, KY	0.2	0.04	0.15	.017
12	Northwest Trunk, Louisville, KY	1.9	0.8	0.4	.014
13	Southern Outfall, Louisville, KY	6.4	4.4	0.1	.017
14	Southwest Outfall, Louisville, KY	7.5	4.1	0.50	.012
15	Beargrass Cr., Louisville, KY	6.3	3.4	1.0	0.026
16	Tripps Run nr. Falls Church, VA	4.6	1.1	0.9	.033
17	Tripps Run at Falls Church, VA	1.8	0.26	0.5	.030
18	Four Mile Run at Alexandria, VA	14.4	4.2	1.4	.034
19	Little Pimmit Run at Arlington, VA	2.3	0.25	0.4	.024
20	Piney Branch at Vienna, VA	0.3	0.01	0.2	.035
21	Walker Avenue Drain at Baltimore, MD	0.2	0.04	0.2	.022

UDHCONECTA.COM

Tabla 3-7.- Datos adimensionales del hidrograma unitario, Great Plains. $q = Q\ (L_g+1/2D)/Vol.$

%of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q
5	0.10	105	15.04	205	3.18	305	1.37	405	0.65	505	0.30
10	.20	110	13.52	210	2.98	310	1.32	410	.62	510	.29
15	.81	115	12.51	215	2.79	315	1.27	415	.60	515	.29
20	1.66	120	11.40	220	2.67	320	1.23	420	.58	520	.27
25	3.23	125	10.50	225	2.52	325	1.18	425	.56	525	.26
30	4.83	130	9.59	230	2.41	330	1.14	430	.54	530	.26
35	7.06	135	8.88	235	2.32	335	1.10	435	.52	535	.25
40	9.18	140	8.26	240	2.24	340	1.05	440	.50	540	.24
45	11.10	145	7.57	245	2.15	345	1.02	445	.48	545	.24
50	14.03	150	6.96	250	2.08	350	0.98	450	.46	550	.23
55	16.25	155	6.36	255	2.00	355	.94	455	.44	555	.22
60	18.07	160	5.95	260	1.92	360	.91	460	.43	560	.21
65	20.19	165	5.45	265	1.85	365	.87	465	.41	565	.20
70	21.40	170	5.05	270	1.79	370	.84	470	.40	570	.20
75	22.91	175	4.64	275	1.72	375	.81	475	.38	575	.19
80	24.02	180	4.39	280	1.66	380	.78	480	.37	580	.18
85	22.81	185	4.04	285	1.59	385	.75	485	.35	585	.18
90	20.59	190	3.78	290	1.54	390	.72	490	.34	590	.17
95	18.37	195	3.53	295	1.48	395	.70	495	.33	595	.16
100	16.65	200	3.38	300	1.42	400	.67	500	.32	600	.16

Tabla 3-8.- Datos adimensionales del hidrograma en S, Great Plains.

Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total
5	0.02	105	53.28	205	83.76	305	92.60	405	96.81	505	98.85
10	.06	110	56.25	210	84.42	310	92.89	410	96.95	510	98.93
15	.21	115	58.94	215	85.05	315	93.17	415	97.08	515	99.00
20	.52	120	61.43	220	85.63	320	93.44	420	97.21	520	99.08
25	1.11	125	63.71	225	86.19	325	93.70	425	97.34	525	99.15
30	2.01	130	65.81	230	86.72	330	93.95	430	97.46	530	99.22
35	3.31	135	67.74	235	87.22	335	94.19	435	97.58	535	99.29
40	5.02	140	69.53	240	87.70	340	94.43	440	97.69	540	99.35
45	7.11	145	71.20	245	88.16	345	94.65	445	97.80	545	99.41
50	9.70	150	72.73	250	88.61	350	94.87	450	97.91	550	99.48
55	12.76	155	74.15	255	89.04	355	95.08	455	98.01	555	99.53
60	16.20	160	75.46	260	89.46	360	95.28	460	98.11	560	99.59
65	20.02	165	76.67	265	89.86	365	95.48	465	98.20	565	99.65
70	24.17	170	77.80	270	90.25	370	95.66	470	98.29	570	99.70
75	28.57	175	78.84	275	90.62	375	95.85	475	98.38	575	99.76
80	33.23	180	79.80	280	90.98	380	96.02	480	98.47	580	99.81
85	37.95	185	80.70	285	91.33	385	96.19	485	98.55	585	99.86
90	42.39	190	81.54	290	91.66	390	96.35	490	98.63	590	99.91
95	46.40	195	82.33	295	91.99	395	96.51	495	98.70	595	99.95
100	50.00	200	83.07	300	92.30	400	96.66	500	98.78	600	100.00

Tabla 3-9.- Datos adimensionales del hidrograma unitario, Rocky Mountains. $q = Q\ (L_g+1/2D)/Vol.$

%of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q
5	0.26	105	11.91	205	3.72	305	1.63	405	0.74	505	0.34
10	.90	110	11.21	210	3.55	310	1.57	410	.71	510	.33
15	2.00	115	10.61	215	3.40	315	1.50	415	.68	515	.32
20	3.00	120	10.01	220	3.25	320	1.45	420	.65	520	.31
25	5.00	125	9.40	225	3.10	325	1.39	425	.63	525	.29
30	6.00	130	8.80	230	3.00	330	1.34	430	.60	530	.28
35	7.70	135	8.25	235	2.87	335	1.28	435	.56	535	.27
40	9.00	140	7.70	240	2.75	340	1.23	440	.58	540	.26
45	14.51	145	7.25	245	2.65	345	1.19	445	.54	545	.25
50	18.11	150	6.80	250	2.52	350	1.13	450	.52	550	.24
55	21.51	155	6.40	255	2.42	355	1.09	455	.50	555	.23
60	24.01	160	6.00	260	2.33	360	1.05	460	.48	560	.23
65	22.81	165	5.65	265	2.24	365	1.01	465	.46	565	.22
70	21.21	170	5.35	270	2.15	370	0.97	470	.44	570	.21
75	19.31	175	5.00	275	2.07	375	.93	475	.42	575	.20
80	16.91	180	4.80	280	1.99	380	.90	480	.41	580	.19
85	15.21	185	4.55	285	1.91	385	.86	485	.40	585	.19
90	14.21	190	4.30	290	1.83	390	.83	490	.38	590	.18
95	13.41	195	4.10	295	1.76	395	.80	495	.37	595	.17
100	12.71	200	3.90	300	1.70	400	.77	500	.35	600	.17

Tabla 3-10.- Datos adimensionales del hidrograma en S, Rocky Mountains.

Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total
5	0.05	105	52.51	205	81.06	305	91.68	405	96.55	505	98.82
10	.23	110	54.87	210	81.83	310	92.02	410	96.71	510	98.89
15	.62	115	57.10	215	82.56	315	92.35	415	96.86	515	98.96
20	1.20	120	59.21	220	83.26	320	92.67	420	97.01	520	99.04
25	2.15	125	61.20	225	83.93	325	92.97	425	97.15	525	99.11
30	3.46	130	63.08	230	84.57	330	93.26	430	97.29	530	99.19
35	4.97	135	64.84	235	85.18	335	93.55	435	97.42	535	99.26
40	6.72	140	66.50	240	85.78	340	93.82	440	97.54	540	99.33
45	9.33	145	68.05	245	86.35	345	94.08	445	97.66	545	99.39
50	12.74	150	69.51	250	86.89	350	94.33	450	97.78	550	99.46
55	16.84	155	70.88	255	87.42	355	94.58	455	97.89	555	99.52
60	21.47	160	72.17	260	87.92	360	94.81	460	98.00	560	99.58
65	26.17	165	73.39	265	88.41	365	95.03	465	98.11	565	99.64
70	30.58	170	74.53	270	88.87	370	95.25	470	98.21	570	99.69
75	34.66	175	75.62	275	89.32	375	95.45	475	98.31	575	99.75
80	38.32	180	76.64	280	89.75	380	95.65	480	98.40	580	99.80
85	41.57	185	77.61	285	90.17	385	95.85	485	98.49	585	99.85
90	44.55	190	78.54	290	90.57	390	96.03	490	98.58	590	99.90
95	47.35	195	79.43	295	90.95	395	96.21	495	98.66	595	99.95
100	50.00	200	80.26	300	91.32	400	96.38	500	98.74	600	100.00

UDHCONECTA.COM

Tabla 3-11.- Datos adimensionales del hidrograma unitario, tormenta eléctrica, Rocky Mountains. $q = Q\,(L_g+1/2D)/Vol.$

%of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q
5	0.14	105	20.76	205	2.75	305	1.05	405	0.43	505	0.18
10	.21	110	18.84	210	2.61	310	1.00	410	.42	510	.17
15	.33	115	16.81	215	2.44	315	0.96	415	.40	515	.17
20	.51	120	14.99	220	2.31	320	.92	420	.38	520	.16
25	.84	125	12.86	225	2.17	325	.88	425	.36	525	.16
30	1.62	130	11.04	230	2.04	330	.84	430	.35	530	.15
35	3.74	135	9.52	235	1.95	335	.81	435	.33	535	.15
40	6.38	140	8.41	240	1.84	340	.77	440	.32	540	.14
45	8.61	145	7.50	245	1.76	345	.74	445	.31	545	.14
50	10.94	150	6.69	250	1.69	350	.71	450	.29	550	.13
55	13.26	155	5.98	255	1.62	355	.68	455	.28	555	.13
60	15.70	160	5.47	260	1.55	360	.65	460	.27	560	.12
65	18.23	165	4.97	265	1.49	365	.62	465	.26	565	.12
70	20.76	170	4.55	270	1.42	370	.59	470	.25	570	.11
75	23.30	175	4.25	275	1.36	375	.57	475	.24	575	.11
80	25.83	180	3.89	280	1.30	380	.55	480	.23	580	.10
85	28.36	185	3.59	285	1.24	385	.52	485	.22	585	.10
90	26.53	190	3.34	290	1.19	390	.50	490	.21	590	.09
95	24.71	195	3.13	295	1.14	395	.48	495	.20	595	.09
100	22.68	200	2.93	300	1.09	400	.46	500	.19	600	.08

Tabla 3-12.- Datos adimensionales del hidrograma en S, tormenta eléctrica, Rocky Mountains .

Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total
5	0.03	105	54.43	205	87.87	305	95.09	405	98.11	505	99.40
10	.07	110	58.48	210	88.44	310	95.31	410	98.21	510	99.44
15	.14	115	62.14	215	88.97	315	95.52	415	98.30	515	99.48
20	.24	120	65.42	220	89.47	320	95.72	420	98.38	520	99.52
25	.40	125	68.32	225	89.95	325	95.92	425	98.46	525	99.55
30	.70	130	70.83	230	90.39	330	96.10	430	98.54	530	99.58
35	1.39	135	72.98	235	90.81	335	96.28	435	98.62	535	99.62
40	2.57	140	74.86	240	91.22	340	96.45	440	98.69	540	99.65
45	4.21	145	76.53	245	91.60	345	96.61	445	98.76	545	99.68
50	6.31	150	78.02	250	91.96	350	96.77	450	98.82	550	99.71
55	8.86	155	79.35	255	92.31	355	96.92	455	98.89	555	99.73
60	11.88	160	80.55	260	92.64	360	97.06	460	98.95	560	99.76
65	15.39	165	81.65	265	92.96	365	97.20	465	99.01	565	99.78
70	19.41	170	82.65	270	93.27	370	97.33	470	99.06	570	99.82
75	23.92	175	83.57	275	93.57	375	97.46	475	99.12	575	99.85
80	28.93	180	84.44	280	93.85	380	97.58	480	99.17	580	99.88
85	34.43	185	85.22	285	94.12	385	97.69	485	99.22	585	99.91
90	39.99	190	85.95	290	94.38	390	97.81	490	99.27	590	99.94
95	45.18	195	86.64	295	94.63	395	97.91	495	99.31	595	99.97
100	50.00	200	87.27	300	94.86	400	98.01	500	99.36	600	100.00

Tabla 3-13.- Datos adimensionales del hidrograma unitario, Southwest Desert, Great Basin, and Colorado Plateau. $q = Q\,(L_g+1/2D)/Vol.$

%of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q	% of [L_g+1/2D]	q
5	0.19	105	18.92	205	3.47	305	1.15	405	0.38	505	0.12
10	.32	110	16.08	210	3.28	310	1.08	410	.36	510	.12
15	.48	115	14.19	215	3.10	315	1.02	415	.34	515	.11
20	.I4	120	12.61	220	2.93	320	0.97	420	.33	520	.10
25	1.21	125	11.04	225	2.75	325	.91	425	.30	525	
30	1.81	130	9.99	230	2.63	330	.86	430	.28	530	
35	2.63	135	9.04	235	2.47	335	.82	435	-27	535	
40	3.68	140	8.20	240	2.33	340	.I8	440	.26	540	
45	5.47	145	7.36	245	2.22	345	.I4	445	.24	545	
50	8.41	150	6.78	250	2.10	350	.69	450	.23	550	
55	12.61	155	6.20	255	1.99	355	.66	455	.22	555	
60	16.50	160	5.83	260	1.88	360	.63	460	.21	560	
65	20.50	165	5.47	265	1.78	365	.59	465	.20	565	
70	23.97	170	5.15	270	1.68	370	.56	470	.19	570	
75	27.75	175	4.84	275	1.59	375	.53	475	.18	575	
80	28.91	180	4.57	280	1.50	380	.50	480	.17	580	
85	28.07	185	4.31	285	1.43	385	.47	485	.16	585	
90	26.38	190	4.10	290	1.36	390	.45	490	.15	590	
95	24.18	195	3.87	295	1.28	395	.42	495	.15	595	
100	21.55	200	3.68	300	1.21	400	.40	500	.13	600	

Tabla 3-14.- Datos adimensionales del hidrograma en S, Southwest Desert, Great Basin, and Colorado Plateau .

Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total
5	0.04	105	54.19	205	86.64	305	95.65	405	98.75	505	99.85
10	.IO	110	57.86	210	87.36	310	95.89	410	98.84	510	99.89
15	.20	115	61.02	215	88.04	315	96.13	415	98.92	515	99.93
20	.34	120	63.83	220	88.68	320	96.35	420	98.99	520	99.97
25	.57	125	66.33	225	89.29	325	96.56	425	99.06	525	100.00
30	.91	130	68.53	230	89.86	330	96.75	430	99.13	530	
35	1.40	135	70.53	235	90.41	335	96.94	435	99.20	535	
40	2.08	140	72.34	240	90.93	340	97.12	440	99.26	540	
45	3.08	145	73.99	245	91.42	345	97.29	445	99.32	545	
50	4.57	150	75.47	250	91.88	350	97.45	450	99.37	550	
55	6.79	155	76.84	255	92.32	355	97.60	455	99.42	555	
60	9.79	160	78.10	260	92.74	360	97.74	460	99.47	560	
65	13.55	165	79.28	265	93.14	365	97.88	465	99.52	565	
70	18.03	170	80.40	270	93.51	370	98.01	470	99.57	570	
75	23.22	175	81.44	275	93.87	375	98.14	475	99.61	575	
80	28.90	180	82.43	280	94.21	380	98.25	480	99.65	580	
85	34.64	185	83.37	285	94.52	385	98.36	485	99.69	585	
90	40.15	190	84.25	290	94.83	390	98.47	490	99.73	590	
95	45.30	195	85.09	295	95.12	395	98.57	495	99.77	595	
100	50.00	200	85.88	300	95.39	400	98.66	500	99.81	600	

UDHCONECTA.COM

Tabla 3-15.- Datos adimensionales del hidrograma unitario, Sierra Nevada, Coast, y Cascade ranges. $q = Q\ (L_g+1/2D)/Vol.$

%of $[L_g+1/2D]$	q	% of $[L_g+1/2D]$	q	% of $[L_g+1/2D]$	q	% of $[L_g+1/2D]$	q	% of $[L_g+1/2D]$	q	% of $[L_g+1/2D]$	q
5	0.65	105	13.83	205	3.89	305	1.92	405	1.00	505	0.43
10	1.30	110	12.53	210	3.73	310	1.85	410	0.96	510	.40
15	1.95	115	11.36	215	3.58	315	1.78	415	.93	515	.38
20	2.60	120	10.29	220	3.44	320	1.73	420	.90	520	.34
25	3.25	125	9.33	225	3.30	325	1.67	425	.87	525	.31
30	4.23	130	8.73	230	3.18	330	1.62	430	.84	530	.28
35	5.51	135	8.17	235	3.08	335	1.57	435	.82	535	.25
40	7.17	140	7.65	240	2.98	340	1.52	440	.80	540	.22
45	9.34	145	7.15	245	2.88	345	1.47	445	.77	545	.19
50	12.17	150	6.69	250	2.79	350	1.42	450	.75	550	.16
55	13.88	155	6.33	255	2.69	355	1.38	455	.72	555	.14
60	15.83	160	5.99	260	2.60	360	1.34	460	.69	560	.13
65	18.05	165	5.67	265	2.50	365	1.30	465	.66		
70	20.59	170	5.36	270	2.41	370	1.26	470	.63		
75	23.48	175	5.07	275	2.33	375	1.22	475	.61		
80	21.54	180	4.85	280	2.26	380	1.18	480	.58		
85	19.77	185	4.63	285	2.18	385	1.14	485	.55		
90	18.13	190	4.43	290	2.11	390	1.11	490	.52		
95	16.63	195	4.24	295	2.05	395	1.06	495	.49		
100	15.26	200	4.06	300	1.98	400	1.03	500	.46		

Tabla 3-16.- Datos adimensionales del hidrograma en S, Sierra Nevada, Coast, y Cascade ranges.

Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total
5	0.14	105	52.79	205	80.49	305	91.47	405	97.00	505	99.66
10	.43	110	55.32	210	81.25	310	91.84	410	97.19	510	99.73
15	.86	115	57.60	215	81.98	315	92.20	415	97.38	515	99.79
20	1.44	120	59.66	220	82.68	320	92.55	420	97.56	520	99.84
25	2.17	125	61.57	225	83.35	325	92.89	425	97.73	525	99.89
30	3.13	130	63.35	230	84.00	330	93.22	430	97.90	530	99.92
35	4.38	135	65.01	235	84.63	335	93.53	435	98.06	535	99.96
40	6.04	140	66.56	240	85.24	340	93.83	440	98.22	540	99.99
45	8.21	145	68.01	245	85.83	345	94.13	445	98.36	545	100.00
50	10.94	150	69.38	250	86.40	350	94.41	450	98.51		
55	14.06	155	70.67	255	86.94	355	94.69	455	98.64		
60	17.64	160	71.89	260	87.47	360	94.96	460	98.78		
65	21.73	165	73.04	265	87.98	365	95.22	465	98.90		
70	26.42	170	74.13	270	88.47	370	95.47	470	99.02		
75	31.28	175	75.16	275	88.94	375	95.71	475	99.13		
80	35.72	180	76.15	280	89.40	380	95.94	480	99.23		
85	39.78	185	77.10	285	89.84	385	96.17	485	99.33		
90	43.50	190	78.00	290	90.27	390	96.39	490	99.42		
95	46.91	195	78.87	295	90.69	395	96.60	495	99.51		
100	50.00	200	79.70	300	91.08	400	96.81	500	99.59		

Tabla 3-17.- Datos adimensionales del hidrograma unitario, cuencas urbanas. $q = Q\ (L_g+1/2D)/Vol.$

%of $[L_g+1/2D]$	q	% of $[L_g+1/2D]$	q	% of $[L_g+1/2D]$	q	% of $[L_g+1/2D]$	q	% of $[L_g+1/2D]$	q	% of $[L_g+1/2D]$	q
5	0.64	105	14.50	205	3.73	305	1.64	405	0.81	505	0.40
10	1.56	110	13.08	210	3.55	310	1.60	410	.78	510	.39
15	2.52	115	12.19	215	3.37	315	1.53	415	.75	515	.37
20	3.57	120	11.31	220	3.24	320	1.49	420	.73	520	.36
25	4.36	125	10.27	225	3.04	325	1.42	425	.69	525	.34
30	5.80	130	9.63	230	2.93	330	1.39	430	.67	530	.33
35	6.95	135	8.96	235	2.75	335	1.32	435	.64	535	.32
40	8.38	140	8.27	240	2.67	340	1.28	440	.62	540	.31
45	9.87	145	7.75	245	2.53	345	1.23	445	.60	545	.30
50	11.52	150	7.22	250	2.47	350	1.21	450	.58	550	.29
55	13.19	155	6.75	255	2.37	355	1.15	455	.56	555	.28
60	15.18	160	6.27	260	2.30	360	1.11	460	.54	560	.27
65	17.32	165	5.94	265	2.21	365	1.07	465	.52	565	.26
70	19.27	170	5.55	270	2.12	370	1.03	470	.50	570	.25
75	19.74	175	5.24	275	2.04	375	1.00	475	.49	575	.24
80	20.00	180	4.92	280	1.98	380	0.97	480	.48	580	.24
85	19.74	185	4.63	285	1.90	385	.93	485	.46	585	.23
90	19.27	190	4.39	290	1.83	390	.90	490	.45	590	.22
95	17.72	195	4.18	295	1.78	395	.87	495	.43	595	.21
100	16.12	200	3.93	300	1.71	400	.84	500	.41	600	.21

Tabla 3-18.- Datos adimensionales del hidrograma en S, cuencas urbanas.

Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total	Tiempo % de L_g	Caudal % del total
5	0.14	105	52.94	205	82.34	305	92.18	405	96.82	505	99.05
10	.4a	110	55.64	210	83.06	310	92.51	410	96.98	510	99.12
15	1.04	115	58.13	215	83.75	315	92.82	415	97.13	515	99.19
20	1.82	120	60.42	220	84.40	320	93.12	420	97.27	520	99.26
25	2.84	125	62.53	225	85.02	325	93.40	425	97.41	525	99.33
30	4.11	130	64.50	230	85.60	330	93.68	430	97.54	530	99.39
35	5.64	135	66.32	235	86.17	335	93.95	435	97.67	535	99.45
40	7.49	140	68.01	240	86.71	340	94.21	440	97.79	540	99.51
45	9.67	145	69.59	245	87.23	345	94.46	445	97.91	545	99.57
50	12.21	150	71.06	250	87.73	350	94.69	450	98.03	550	99.62
55	15.14	155	72.42	255	88.22	355	94.92	455	98.14	555	99.67
60	18.51	160	73.71	260	88.68	360	95.15	460	98.25	560	99.72
65	22.33	165	74.91	265	89.13	365	95.36	465	98.35	565	99.77
70	26.47	170	76.04	270	89.56	370	95.57	470	98.45	570	99.82
75	30.71	175	77.10	275	89.98	375	95.77	475	98.54	575	99.87
80	34.95	180	78.10	280	90.38	380	95.96	480	98.64	580	99.91
85	39.12	185	79.04	285	90.77	385	96.15	485	98.73	585	99.95
90	43.09	190	79.94	290	91.14	390	96.33	490	98.81	590	99.99
95	46.72	195	80.78	295	91.50	395	96.50	495	98.89	595	100.00
100	50.00	200	81.58	300	91.85	400	96.66	500	98.97		

UDHCONECTA.COM

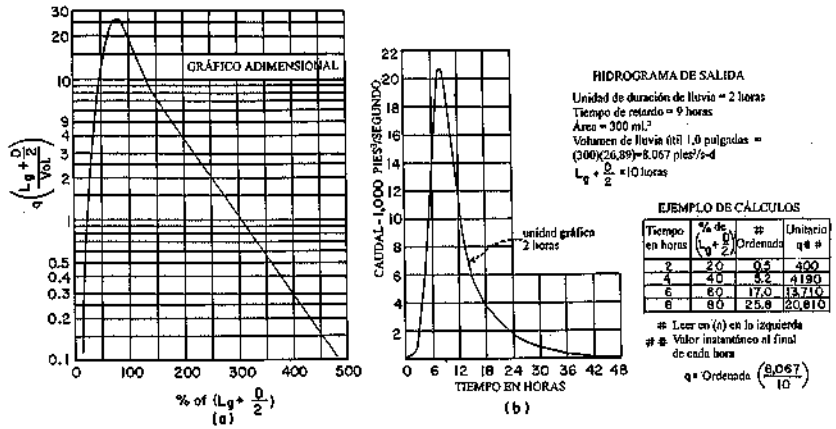


Figura 3-9.- Hidrograma unitario adimensional y ejemplo de cálculo. 103-D-1856.

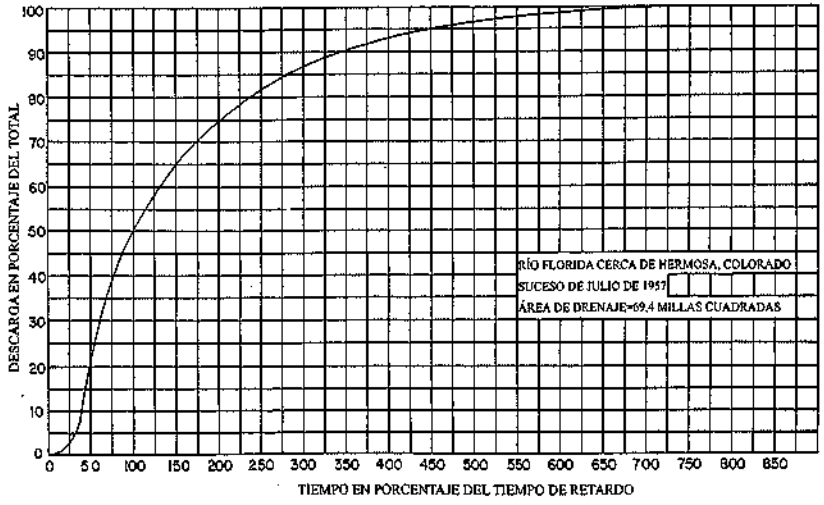


Figura 3-10.- Típico hidrograma adimensional en S. 103-D-1857

Tabla 3-19.- Datos del hidrograma unitario sintético

(1) Tiempo h	(2) Tiempo % de t. retardo	(3) Caudal % del total	(4) Suma hidrograma ft³/s	(4) Suma hidrograma m³/s	(5) Hidrograma unitario ft³/s	(5) Hidrograma unitario m³/s
0	0	0	0	0	0	0.0
2	17	1	807	807	23	22.9
4	34	6	4840	4033	137	114.2
6	51	21	16939	12099	480	342.6
8	68	35	28232	11293	799	319.8
10	85	44	35491	7259	1005	205.6
12	102	51	41138	5647	1165	159.9
14	119	57	45978	4840	1302	137.1
16	136	62	50011	4033	1416	114.2
18	153	66	53237	3226	1508	91.4

La magnitud del flujo de base de una tormenta depende grandemente de las condiciones de la tormenta anterior, la magnitud de esa tormenta y el tiempo transcurrido entre ella y el comienzo de la tormenta objeto de estudio. Si se dispone de datos suficientes (qué raramente es el caso), puede determinarse una curva de retroceso completa que representa el componente del flujo base para una cuenca de drenaje determinada. El retroceso, o el flujo de base, usado en el desarrollo de la AMP debe representar condiciones que sean consistentes con las condiciones de tormentas anteriores proporcionadas en el informe de estudio de tormentas. Por ejemplo, un flujo de retroceso más elevado debe usarse en el caso en el que haya una separación de 1 día entre la tormenta precedente y la máxima probable frente al que se usaría en el caso dónde existiera una separación supuesta de 5 días entre las tormentas. Al preparar un estudio de avenida en cauces sin mediciones, se usan resultados observados en cuencas de drenaje similares, en relación a la componente del flujo de base, para estimar dicha componente del flujo en la cuenca sin datos. Esto puede lograrse convirtiendo el componente observado a pies cúbicos por segundo por milla cuadrada de área de la cuenca. El resultado se aplica a continuación al área de la cuenca sin mediciones para determinar su tasa adecuada de flujo de base. Es adecuado asumir que la tasa de flujo de base, o de retroceso, es uniforme para toda la duración del hidrograma de AMP.

El componente del flujo interno por lo general se determina mediante prueba y error durante las reconstrucciones del hidrograma de avenida observado. Después de substraer el componente del caudal de base, o de retroceso, el hidrograma de avenida observado restante está compuesto de las componentes de flujo en superficie y flujo interno. Se debe poner cuidado al separar las componentes del flujo de superficie y el flujo interno, para asegurar que no se asigna ni demasiado, ni demasiado poco flujo a la componente del flujo interno. Se logrará un adecuado equilibrio mediante la selección cuidada de las tasas de pérdida por infiltración.

Cuando se estudia una cuenca sin mediciones, se puede usar la información del flujo interno reconstruido a partir del hidrograma de avenida observado en cuencas cercanas, hidrológicamente similares, para estimar la magnitud y tasa de cambio de la descarga con el tiempo. En cuanto al componente del flujo de base, la conversión desde el hidrograma observado al de la cuenca sin datos, se basa en una proporción directa de las áreas de cuenca drenante respectivas. El hidrograma de flujo interno resultante debe incorporar una parte ligeramente creciente, una cresta bastante ancha, y una parte de retroceso larga.

(g) *Los Hidrogramas de Avenidas de Diseño.*- Los hidrogramas de AMP representan la condición de escorrentía máxima como resultado de la combinación más desfavorable de condiciones hidrológicas y meteorológicas que se consideran posibles para una cuenca drenante. De acuerdo con esto, dado que el método del hidrograma unitario es el usado para desarrollar el hidrograma de la avenida de diseño, se deberán usar las siguientes consideraciones en el cálculo del hidrograma de avenida.

UDHCONECTA.COM

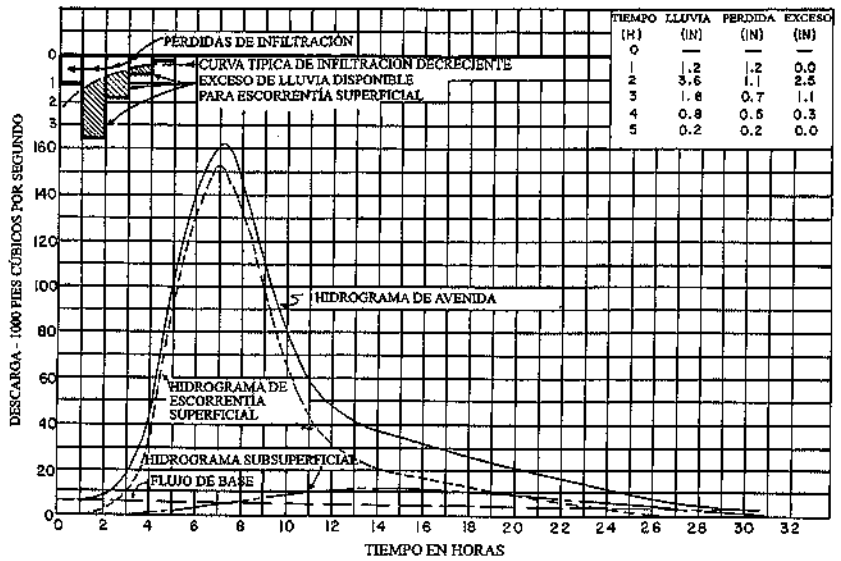


Figura 3-11.- Elementos típicos de un hidrograma completo de avenidas.

(1) La AMP se basa, por definición, en una tormenta máxima probable. La distribución temporal de la lluvia de la tormenta, a menos que se proporcione en el informe hidrometeorológico apropiado, deberá distribuirse de modo que la descarga máxima y la concentración máxima de descarga se sitúen alrededor del pico.

(2) Las tasas de infiltración substraídas de la lluvia de la tormenta para obtener las cantidades de exceso disponible para la escorrentía de la superficie, deberán ser las proporciones más bajas consistentes con la tierra y las condiciones geológicas subyacentes de la cuenca objeto de estudio. Deberá asumirse que estas proporciones mínimas prevalecen para la duración de la tormenta máxima probable.

(3) Los hidrogramas unitarios usados en el cálculo de la AMP deben representar las condiciones extremas de descarga. Cuando se preparen los estudios para cuencas con medidas en las que los resultados de los análisis de hidrogramas de avenida observados se encuentren disponibles, se deberá prestar atención para asegurar que los parámetros del hidrograma unitario reflejan adecuadamente las condiciones que probablemente se den durante el suceso máximo probable. Es muy adecuado reducir K_n en la ecuación general del tiempo de retardo del hidrograma unitario para reflejar la eficacia hidráulica aumentada de la red drenante asociada con un suceso de escorrentía máxima. Cuando el estudio de avenida involucra una cuenca sin datos, la experiencia será fundamental para asegurar que ese K_n, aproxima la eficacia hidráulica esperada de la cuenca durante un suceso máximo probable.

(4) La componente del caudal de base del hidrograma debe reflejar las tasas máximas de descarga consistentes con la magnitud y tiempo del evento de avenida anterior.

(5) La componente del flujo interno debe reflejar condiciones esperables ante un evento de tormenta máxima probable. Sin embargo, esta componente probablemente no diferirá significativamente de la esperable en un evento relativamente menor, ya que la eficiencia hidráulica de los tipos de terreno por los que discurre esta componente es esencialmente constante.

El hidrograma que representa la escorrentía de la superficie se calcula aplicando el hidrograma unitario al exceso de lluvia mediante el método de superposición, discutido previamente. Los hidrogramas que representan las componentes del flujo de base y del flujo interno se agregan al hidrograma de escorrentía superficial para obtener el hidrograma total AMP.

En muchos casos se requiere un hidrograma AMP de lluvia sobre nieve. Las bases y fundamentos para añadir la componente de escorrentía por el fundido de la nieve al hidrograma de avenida de la lluvia se discuten en la sección 3.10.

3.10. Flujo de Escorrentía por el Deshielo.

El *Bureau of Reclamation* ha usado un método llamado, "Método de Compactación de la Nieve para los Análisis de Escorrentía de la Lluvia con Nieve". Este método requiere datos de temperaturas del aire, velocidades del viento, porcentajes de cobertura de bosques, profundidades de la nieve y las densidades de los estratos de nieve en varias alturas. Cuando se espera que la escorrentía del deshielo contribuya al AMP, las velocidades del viento y las temperaturas del aire normalmente son suministradas por los meteorólogos del *Bureau* como una parte del estudio de la tormenta máxima probable. Partiendo de una búsqueda en los datos, el hidrólogo determina las profundidades y densidades de la nieve consideradas razonables para las condiciones iniciales de la cuenca. En la mayoría de los casos la cuenca drenante se divide en franjas por elevaciones. Estas bandas normalmente se seleccionan con intervalos de entre 500 y 1000 pies (150 a 300 m), dependiendo del tamaño de la cuenca y las diferencias de cota. Las cuencas que son relativamente llanas pueden ser consideradas como una única banda. La contribución de la precipitación máxima probable se agrega a la contribución del deshielo de cada franja de elevación. Con esto, la contribución combinada se promedia para la cuenca completa.

Este método para determinar la escorrentía de avenida del deshielo requiere algunas decisiones por parte del ingeniero hidrólogo. Se necesitan diversas correcciones de las hipótesis de lluvia, velocidades del viento y de las temperaturas del aire, para asegurar que se calcula la avenida máxima. Las profundidades y densidades iniciales de la nieve también pueden requerir un ajuste para asegurar que una cantidad razonable de nieve se ha fundido y no se ha atrapado demasiada lluvia en la nieve que permanece en las bandas de elevación superiores. Sin experiencia y cuidado, este método puede generar inconsistencias. De forma que, por consistencia y facilidad de aplicación, se considera una alternativa adecuada para el método de compactación de la nieve el uso de una avenida por deshielo de 100 años combinado con la avenida de lluvia máxima probable.

La práctica aceptada normalmente por el *Bureau of Reclamation* es el combinar la

UDHCONECTA.COM

avenida de lluvia máxima probable con la avenida por deshielo razonable que se espera en la época del año en que la tormenta máxima probable tiene lugar. Desde luego, esta práctica sólo se usa para áreas dónde se producen grandes nevadas.

El método más común y más simple para tener en cuenta el deshielo es usar una avenida de deshielo de 100 años. Se realiza un análisis de frecuencia del volumen máximo anual de la avenida por nevada, y se determina la avenida de 100 años. El período usual de escorrentía seleccionado es de 15 días. La avenida del deshielo de 100 años se distribuye a continuación según el tiempo usando la mayor avenida por deshielo medida como base para la distribución. El hidrograma de avenida por deshielo resultante generalmente se expresa referido a caudales medios diarios para el período de 15 días, despreciando las fluctuaciones diurnas.

El hidrograma de avenida por lluvia se sobrepone entonces al hidrograma de avenida por deshielo con la lluvia esperable para el día o días de la mayor avenida por deshielo. Este supuesto se usa para que la lluvia máxima ocurra durante el período más caluroso. La avenida resultante de combinar esta lluvia sobre la nieve es la AMP.

3.11. *Envolvente de las Curvas de Descargas de Avenidas Anteriores.*

Cada estudio de hidrología de avenida deberá considerar la información sobre el pico de la avenida y los volúmenes que se han dado en esa región hidrológica. Esta información se presenta como una curva envolvente de los puntos que representan los caudales máximos o el volumen de caudal para una duración de tiempo especificada contra el área de la cuenca drenante que contribuye a la escorrentía de la avenida. La Figura 3-12 representa un ejemplo de esta relación.

Estas curvas son particularmente valiosas en el desarrollo de estimaciones de AMP porque proporcionan la información exacta sobre la magnitud de avenidas ocurridas en distintas cuencas de drenaje con diversos tamaños en una región hidrológicamente homogénea. No deben interpretarse como indicadores del límite de la magnitud de los eventos de avenida futuros. Con el paso del tiempo y a medida que se reúnen más datos, cada curva envolvente se alterará inevitablemente al alza. Los valores de la AMP siempre deberán ser superiores a los de la curva envolvente trazada de forma adecuada. Si esto no se da, entonces se debe repasar cuidadosamente tanto la curva envolvente como la estimación de la AMP para determinar si algún parámetro hidrológico o meteorológico se ha usado de forma inadecuada o pasado por alto.

Al preparar estas curvas envolventes, el ingeniero hidrólogo debe poner cuidado para asegurar que los valores de la avenida usados representan los eventos de avenida con factores de origen similares. Deben contemplarse cuatro factores origen primarios, y los datos deben segregarse de acuerdo con: (1) eventos de tipo tormenta, en los que la avenida resultante se produce por la alta intensidad y corta duración de la lluvia; (2) eventos de lluvia de tipo general, en los que la avenida resultante se produce por la lluvia de intensidad moderada y de larga duración; (3) avenidas por deshielo, siendo el resultado del deshielo de una nevada acumulada; y (4) avenidas resultantes de lluvias que caen sobre un nevero en proceso de fusión. Cada curva envolvente debe proporcionar información sobre el factor origen representado.

El ingeniero hidrólogo debe asegurar que las cuencas representadas son hidrológicamente homogéneas. Por ejemplo, es impropio mezclar datos representando cuencas montañosas escarpadas con los que representen cuencas de llanuras con relieve suave. En muchos casos, las tormentas fuertes cubren sólo una parte de una cuenca grande, pero produce una inundación sumamente elevada. En estos casos el área drenante usada para el cálculo de la curva envolvente debe ser la de la tormenta y no la del área de la cuenca entera situada aguas arriba del punto de medida del cauce.

La fuente básica de datos para el cálculo de las curvas envolventes son las series del USGS *"Water Supply Paper"* (Documento de Suministro de Agua). Documentos particularmente importantes en el cálculo de las curvas envolventes de descargas pico se encuentran en la serie titulada, la "Magnitud y Frecuencia de Diluvios en los Estados Unidos". Los 10 volúmenes de esta serie cubren los Estados Unidos enteros resumiendo todos los caudales pico archivados en la red de aforos de cauces del USGS hasta 1 o 2 años previos a su publicación. Deben examinarse estrechamente los datos existentes para las medidas en la región en los años subsiguientes en los documentos anuales de "Suministro de Agua" para determinar si los valores de la serie "Magnitud y Frecuencia...." han sido excedidos. En tal caso, deben anotarse para usarlos mas adelante. Los documentos anuales de "Suministro de Agua" también se usan para generar curvas envolventes de volumen que normalmente representan volúmenes de 5, 10 y 15 días. Algunos gobiernos Estatales, bien a través de su agencia de recurso de agua o bien de su departamento de carreteras, han instalado redes de aforo para la fase de cresta. Se publican los archivos de caudales pico de estas medidas en diversos intervalos. El ingeniero hidrólogo debe contactar con estas agencias para obtener estos datos, en caso de estar disponibles. En muchos casos, estos datos proporcionan un valioso complemento a los datos sistemáticos adquiridos y publicados por el USGS. Existen otras fuentes de datos, tales como informes preparados por el Cuerpo de Ingenieros, USGS, el Servicio Meteorológico Nacional, el *Bureau of Reclamation*, y algún gobierno local o provincial que proporcionan información considerable sobre los sucesos de avenidas específicos.

El procedimiento para la generación de las curvas envolventes es relativamente simple:

(1) En un mapa a pequeña escala, perfilar los límites del área geográfica en la que el carácter de los fenómenos hidrológicos y meteorológicos sean similares.

(2) Encontrar todas las estaciones de medida del cauce (tanto de aforo como para la fase de cresta) dentro del área geográfica y representarlas en un mapa a escala. Deben identificarse adecuadamente con el número de estación convencional del USGS o por su nombre (por ejemplo, Río de Arkansas en Pueblo, Colorado).

3) Preparar los datos en forma de tabla tal y como sigue: columna 1, el número identificativo para la referencia cruzada con los datos en el mapa y en la curva envolvente de esta tabla; columna 2, el nombre del arroyo o río mostrado en los "Documentos de Suministro de Agua"; columna 3, la posición del la estación de medida en el río o cauce, según lo indiquen los "Documentos de Suministro de Agua"; columna 4, el área drenante en millas cuadradas (km^2)(si sólo se usa el área de la tormenta como contribución, poner dicha área y una nota a pie de página indicándolo); columna 5, la fecha del suceso de avenida, columna 6, la descarga pico en pies cúbicos por segundo (m^3/s); columna 7, volumen de avenida registrado a lo largo del período deseado (este período debe especificarse en la columna que encabeza).

(4)Representar los datos en papel logarítmico con suficientes ciclos para abarcar el rango de caudales y áreas de los datos. En todos los casos el área debe estar en las abscisas y el caudal en las ordenadas.

(5) Trazar una curva preliminar envolvente ajustada a los puntos representados.

(6) Ahora se verá claro que sólo algunos puntos de los datos determinan la posición de la curva envolvente. Analizar los datos para cada punto de control para asegurar que los datos representan la escorrentía de cuencas que tengan topografía, tierras, vegetación, y las

UDHCONECTA.COM

características meteorológicas que son comparables con las de la cuenca objeto de estudio. Eliminar puntos asociados con inconsistencias.

(7) Después de verificar que los puntos de control son adecuados, trazar la curva envolvente definitiva, tal y como se muestra en la figura 3-12.

3.12. Estimaciones de Frecuencia de Ocurrencia en Avenidas.

Las estimaciones de la magnitud de las avenidas que tienen probabilidades de igualarse o superarse de 1 en 5, 1 en 10, o 1 en 25 años son útiles para estimar los requisitos para el desvío del cauce durante la construcción de un dique y sus características accesorias. Estas avenidas normalmente son las que dan lugar a las "inundaciones anuales de 5, 10, y 25-años", respectivamente. La magnitud de un suceso más raro, como la avenida de 50 o 100 años, puede exigirse para establecer la cota de aliviaderos de emergencia, para diseñar presas de desvío, y para otros propósitos. La expresión común, "la avenida de x años", no debe llevar a la conclusión que el evento para que se describió sólo puede ocurrir una única vez en esos x años o, habiendo ocurrido, no ocurrirá de nuevo durante otros x años más. En cambio significa que la avenida del año x tiene una probabilidad de 1/x de ser igualada o superada en cualquier año. Las avenidas ocurren de forma aleatoria; pueden juntarse o separarse irregularmente con respecto al tiempo. Ninguna predicción puede determinar su distribución: la AMP puede incluso darse el primer año tras completarse un dique, aunque las probabilidades están totalmente en contra.

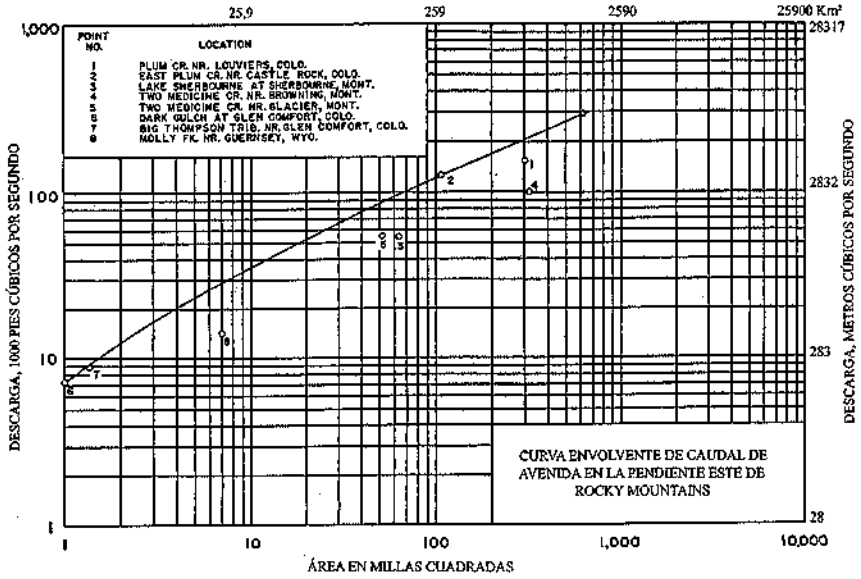


Figura 3-12.- Curva envolvente típica. 103-D-1859.

El hidrograma de una avenida de una frecuencia particular normalmente se esboza con un perfil convencional que usa el valor del pico del caudal y los correspondientes valores de volumen obtenidos a partir de las curvas de de volumen-frecuencia calculadas. En algunos casos, el caudal máximo y el volumen asociado de una avenida registrada se corresponderán estrechamente con un valor de frecuencia particular; en tal caso se utilizará el hidrograma de avenida registrado.

Si existen datos del cauce para un período de 20 años o más en la cuenca objeto de estudio o para cuencas comparables, los cálculos de la curva de frecuencia proporcionan resultados aceptables para estimaciones de avenidas de 25 años. Los datos de la curva de frecuencias pueden incluso extrapolarse para indicar la avenida de 100 años con una probabilidad suficiente para obtener valores aceptables. Sin embargo, en ningún caso la curva de frecuencia debe extrapolarse más allá de dos veces la longitud de los datos registrados o 100 años, según el que sea mayor.

Se han publicado muchos métodos para determinar frecuencias de avenidas basadas en datos del cauce. Aunque estos métodos se fundamentan en procedimientos estadísticos aceptables, las diferencias en la metodología pueden dar resultados claramente diferentes cuando se hacen extensiones más allá del rango de datos adecuado. Para estandarizar el planeamiento de recursos hídricos Federales, el "Water Resources Council" ha recomendado que todas las agencias Gubernamentales usen la distribución Log-Pearson de Tipo III como método de base. Este método se describe en su Boletín 17B, "Recomendaciones para Determinar las Frecuencias de Caudales de Avenidas", con fecha septiembre de 1981.

Para cuencas dónde la escorrentía se origina a partir de la lluvia y en las que no existan datos del cauce (cuencas normalmente pequeñas), puede obtenerse una estimación de las frecuencias de diluvio estimando la escorrentía probable a partir de los datos de precipitaciones con la frecuencia deseada. Pueden obtenerse intensidades de lluvia probables para duraciones cortas a partir de las publicaciones del Servicio Meteorológico Nacional o, en algunos casos, por los análisis de frecuencia directos de los archivos en las estaciones de precipitación cercanas. Estos datos proporcionan medios para obtener los valores de precipitación probables en el "año x" para diferentes períodos. Estos valores de precipitación se convierten en escorrentía mediante el método del hidrograma unitario tratado en la sección 3.9. Las incertidumbres inherentes a la estimación de la cantidad de escorrentía para una cantidad dada de lluvia hacen de éste un procedimiento menos fiable al del uso de datos medidos del cauce.

3.13. Informes de Hidrología de Avenidas.

En cada estudio hidrológico de avenidas se deberá realizar un informe que documente de manera clara todas las hipótesis, fundamentos, metodología y resultados del análisis hidrológico. Estos informes deberán incluir suficiente detalle para que el lector pueda reproducir independientemente los valores de la avenida del informe. Cada informe debe incluir los siguiente 13 apartados.

(1) *Autoridad.*- Cite la legislación apropiada, regulaciones, etc., e incluya el objetivo general o propósitos del proyecto.

(2) *Resumen de resultados del estudio.*- Incluya la información del caudal pico y el volumen para la AMP y para las avenidas de las frecuencias específicas. Incluya un resumen de las recomendaciones de laminación del embalse y cite el nivel del estudio; por ejemplo, estudio previo, estudio de viabilidad.

(3) *General.*- Incluya un análisis de los acuerdos formales e informales alcanzados por los diversos niveles de organización de los aspectos técnicos del estudio de avenidas. Presente un breve análisis de cada estudio de avenidas

UDHCONECTA.COM

anterior con un resumen de sus resultados.

(4) *Descripción de la cuenca.*- Cite la situación geográfica de la cuenca y su área, y describa las características del terreno, incluyendo la distribución de elevaciones, el desarrollo de la cuenca, la red del drenaje, el marco geológico, el suelo, y la cobertura vegetal. Incluya un análisis y los datos adecuados de los elementos existentes en la cuenca para regulación de aguas. El análisis del desarrollo de la cuenca debe incluir una declaración de desarrollos futuros basada en proyecciones hechas por la fuente más autorizada disponible.

(5) *Estudio de Tormenta-* Refleje convenientemente los datos pertinentes del estudio de tormenta (para un informe independiente, resulta conveniente incluir el estudio de tormenta completo como un apéndice). Esta referencia debe contener una descripción de la cuenca y de la climatología de la región.

(6) *Hidrograma unitario.*- Cite las bases y fundamentos usados en la selección del hidrograma unitario adimensional y la curva del tiempo de retardo. Si la selección se basa en una reconstrucción de un suceso observado, el estudio de dicha reconstrucción deberá describirse completamente.

(7) *Tasa de pérdidas.*- Proporcione las bases y fundamentos para seleccionar las tasas de infiltración usadas en el desarrollo de la AMP. Si éstas se basan en la reconstrucción de un hidrograma de avenida observado, refiérase a la sección en el hidrograma unitario (sec. 3.9).

(8) *Fusión de la nieve.*- Cite las hipótesis sobre la magnitud de capa de nieve, profundidad del estrato de nieve y densidad, su distribución en la cuenca, y el porcentaje de cobertura del bosque.

(9) *Avenida máxima probable.*- Incluya una breve discusión de las abstracciones en las pérdidas de la lluvia y en la aplicación del hidrograma unitario al exceso de lluvia para llegar al hidrograma de la AMP. Incluya la información sobre las suposiciones para el flujo de base, y resuma los datos de pico y de volumen.

(10) *Análisis de frecuencia.*- Proporcione una curva de caudal pico-frecuencia para determinar los requisitos para el desvío del río durante las obras y para su posible uso en análisis de riesgo. El texto debe proporcionar información sobre la fuente de los datos del caudal del río, longitud de la serie de registros disponibles, y uso de una regionalización (de ser aplicable). Si para determinar la curva caudal-frecuencia se usan avenidas en frecuencias específicas desarrolladas mediante el método de lluvia-escorrentía, deberá incluirse la información contenida en los párrafos (5) a (8).

(11) *Avenidas previas.*- Proporcione las bases y fundamentos para la avenida antecedente seleccionada, particularmente con respecto a su magnitud y situación en el tiempo (con respecto a la AMP). Juntos, la avenida anterior y la AMP, constituyen la serie de AMP y deben presentarse como tal en el informe.

(12) *Criterio de laminación del embalse.*- Proporcione las recomendaciones para la cota del embalse supuestas al comienzo de la serie de AMP. Incluya, de ser adecuado, las regulaciones para el control de avenidas. Comente las hipótesis relativas a la utilización de elementos de evacuación hidráulica durante la AMP y avenidas anteriores.

(13) *Curvas envolventes.*- Muestre todos los puntos utilizados para situar la curva. Etiquete cada punto bien con el nombre de la estación o un número referido a una tabla que liste el nombre y situación de cada estación.

3.14. Bibliografía.

[1] Horner, W.W., and F.L. Flynt, ASCE Proceedings, "Relation Between Rainfall and Runoff from Small Urban Basins," vol. 60, pp. 1,135.1,178, 1934.

[2] Horton, Robert E., Surface Runoff Phenomena, Publication 101, Edward Brops., Ann Arbor, MI, 1940.

Unitgraph Procedures, Bureau of Reclamation, November 1952.

Effects of Snow Compaction on Runoff from Rain or Snow, Bureau of Reclamation, Engineering Monograph No. 35, June 1966.

Flood Hidrograph Analyses and Computations, U.S. Army Corps of Engineers, EM-1110-2-1405.

Flood Prediction Techniques, Department of the Army, TB-5-550-3, February 1957.

Routing of Floods Through River Channels, U.S. Army Corps of Engineers, EM-1110-2-1408, March 1960.

Drainage for Areas Other than Airfields, U.S. Army Corps of Engineers, EM-1110-345-284, August 14, 1964.

Flood Flow Frequency Analyses, Water Resources Council, Bulletin 17B, September 1981.

UDHCONECTA.COM

Capítulo 4.
Elección del tipo de presa

A. CLASIFICACIÓN DE LOS DISTINTOS TIPOS

4.1. Generalidades.

Las presas se pueden clasificar en distintas categorías, dependiendo del objeto que persiga la clasificación. Para el propósito de este manual, conviene considerar tres tipos de clasificación: Las presas son ordenadas según su utilización, diseño hidráulico y materiales utilizados en su construcción.

4.2. Clasificación de acuerdo con su Uso.

Las presas se pueden clasificar de acuerdo con la función a que están destinadas en: presas de embalse, derivación o retención y se complementa esta clasificación considerando las distintas funciones específicas que van a cumplir.

Las presas de embalse se construyen para almacenar agua en períodos de abundancia y utilizarla cuando el suministro sea deficiente. Estos períodos pueden ser estacionales, anuales o hiperanuales. Algunas presas pequeñas almacenan la escorrentía de la primavera para servirse de ella en la estación seca de verano. Las presas de embalse pueden a su vez clasificarse según el uso que vaya a hacerse del agua embalsada, en presas de abastecimiento, recreo, pesca y fauna, producción de energía hidroeléctrica, regadío, etc. El fin específico o los fines que han de cumplirse con una presa de embalse, pueden afectar a su proyecto e imponer ciertas condiciones referentes a puntos tales como, la variación del agua en el embalse y el caudal admisible de filtración. La figura 4-1 muestra una presa de tierras de embalse y la figura 4-2 presenta una presa de gravedad de embalse y derivación.

Las presas de derivación se construyen normalmente para crear una altura de carga que permita llevar el agua a través de acequias, canales o cualquier otro sistema, hasta el lugar de su utilización. Este tipo de presas es propio para sistemas de regadío, trasvases de agua, usos industriales o municipales, o cuando se trata de conseguir dos o más de estos fines a la vez. La figura 4-3 muestra una presa típica de derivación.

Las presas de retención se construyen para regular las crecidas y disminuir el efecto de las avenidas. Se pueden dividir en dos tipos principales; en el primer tipo el agua se embalsa temporalmente y se desembalsa a través de un desagüe cuya capacidad no debe ser mayor que la del canal de aguas abajo; en el segundo tipo, el agua se almacena tanto tiempo como sea posible mientras se filtra a través de bancos permeables o estratos de grava: Este tipo se denomina algunas veces, presa de riego por inmersión, ya que su principal objeto es el de elevar el nivel de la capa freática. También se construyen presas de retención con el fin de retener sedimentos o acarreos.

Aunque no es tan corriente en proyectos de presas pequeñas como en grandes aprovechamientos, también se construyen presas pequeñas de usos múltiples. Cuando son varios los fines que se pretenden, se busca un emplazamiento para cada uso por separado. Un fin múltiple de una presa pequeña puede consistir en una combinación de los fines de: embalse, control de avenidas y usos de recreo.

UDHCONECTA.COM

4.3. Clasificación por sus Características Hidráulicas.

Las presas pueden clasificarse como presas vertedero o no vertedero.

Se denominan presas vertedero las que pueden verter por la coronación. Deben construirse con materiales que el agua no erosione cuando vierte. El hormigón es el material más común utilizado en este tipo de presas.

Las presas no vertedero son aquellas que han sido proyectadas para que no viertan por su coronación. Este tipo de presa permite el empleo en su construcción de tierra y escollera.

A menudo se combinan estos tipos para dar lugar a una estructura compuesta formada, por ejemplo, por una parte de presa gravedad con aliviadero, completada con diques de tierra. La figura 4-4 muestra una presa compuesta construida por el Bureau of Reclamation.

4.4. Clasificación según los Materiales.

La clasificación más comúnmente empleada en el estudio de las distintas soluciones del proyecto, se basa en los materiales que se van a utilizar en su construcción. Esta clasificación admite incluso la diferenciación del tipo estructural, por ejemplo, presa de gravedad de hormigón o presa de arco de hormigón.

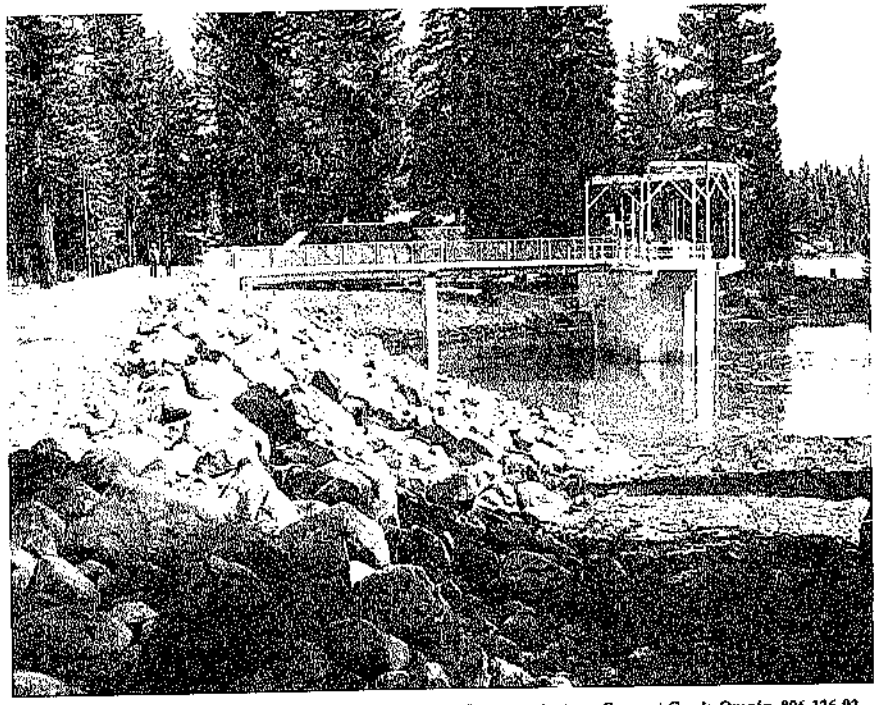


Figura 4.1.-Presa Crescent Lake; pequeña presa de tierras de almacenamiento en Crescent Creek, Oregón. 806-126-92

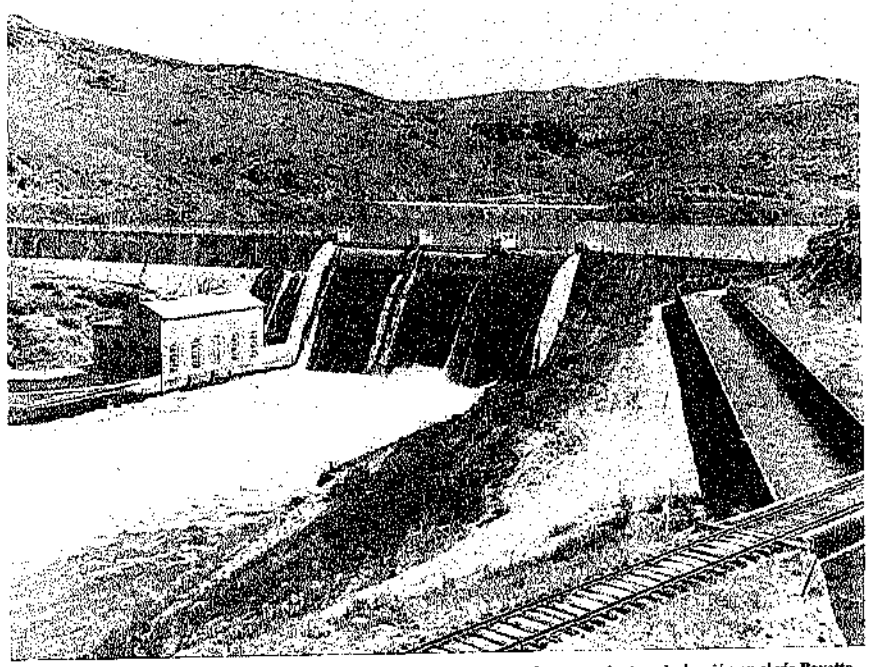


Figura 4.2.-Presa Black Canyon; presa de gravedad de hormigón para almacenamiento y derivación en el río Payette, Idaho.

Este texto se limita al estudio de los tipos más comunes en la actualidad en la construcción de presas que son: presas de tierra, escollera y de gravedad de hormigón. Otros tipos, como las presas arco, de contrafuertes y de madera, se analizan brevemente aclarando por qué no se hace un estudio más detallado.

4.5. Presas de Tierra.

Las presas de tierra son el tipo más común, debido básicamente a que en su construcción se utilizan los materiales en estado natural con un proceso mínimo. Además, los requisitos de cimentación para este tipo de presas son menos rigurosos que en otros. Es probable que continúe predominando el empleo de presas de tierra de embalses; en parte porque el número de emplazamientos adecuados para estructuras de hormigón va disminuyendo, debido al gran desarrollo que han tenido los aprovechamientos hidráulicos, especialmente en regiones áridas, o semiáridas, en donde es fundamental el almacenamiento del agua para regadío.

Aunque en la clasificación de presas de tierra se incluyen varios tipos, el gran avance conseguido en la maquinaria de excavación, arrastre y compactación ha hecho tan económico el tipo de capas apisonadas, que ha desplazado realmente a los tipos de presas de tierra de compactación hidráulica o semihidráulica. Esto

UDHCONECTA.COM

es particularmente cierto en el caso de pequeñas estructuras, en las que la cantidad de material, relativamente pequeña que hay que transportar, no admitiría el empleo de las grandes instalaciones, que serían necesarias para los otros tipos; esta es la razón por la que sólo se estudia aquí el tipo de presas de tierra apisonada por capas. Además, se dividen en homogéneas y heterogéneas o de pantalla, como se indica en el Capítulo 6.

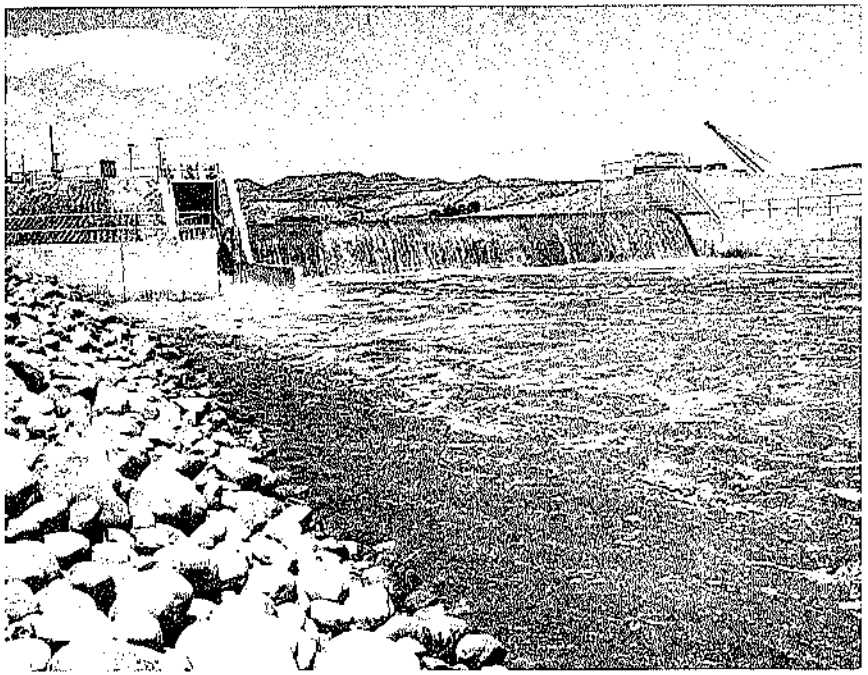


Figura 4.3.- Presa Knight, presa pequeña de derivación sobre el río Duchesne cerca de Duchesne en Utah. P66-400-3167

Las presas de tierra requieren aliviaderos separados de la presa. El principal problema de una presa de tierra consiste en que puede sufrir daños graves e incluso ser destruida por la erosión producida en el caso de un vertido por coronación, si no se prevé suficiente capacidad para el aliviadero. Salvo que la construcción se realice fuera del cauce del río debe de preverse un conducto o un túnel para el desvío del río durante la construcción. El desvío del río suele hacerse por medio de una presa de hormigón, y debe de tenerse en cuenta que pueden existir vertidos sobre ella durante la construcción Algunas veces se deja un paso en los estribos de la presa para que circule el río en un lado o en ambos del paso durante la construcción de alguna de las partes de la presa Para una descripción mas detallada del desvío del río durante la construcción ver el capítulo 11.

4.6. Presas de Escollera.

Las presas de escollera se construyen con rocas de todos los tamaños que aseguran la estabilidad y una pantalla impermeable para darle estanqueidad. La pantalla puede ser una capa de tierras impermeable en el paramento de aguas arriba, una losa de hormigón, una lámina de hormigón asfáltico, planchas metálicas o cualquier otro dispositivo; o puede estar constituida por un núcleo de material impermeable.

Las presas de escollera, igual que las de tierra, pueden ser dañadas completamente, debido al desbordamiento por coronación, por lo que debe construirse un aliviadero de capacidad suficiente para prevenir este vertido. Una excepción son las presas de derivación de muy poca altura en las que se proyecta el paramento de escollera para que resista este efecto. Las presas de escollera imponen unos cimientos adecuados para que no se produzcan asientos suficientemente grandes como para romper la pantalla de impermeabilización. Los únicos cimientos apropiados son: roca o arena compactada y gravas.

El tipo de presa de escollera es adecuado en emplazamientos remotos en los que exista posibilidad de obtener una buena roca, no se disponga de un suelo apropiado o existan largos periodos de lluvia intensa que hagan impracticable la construcción de presas de tierra o donde la construcción de una presa de hormigón sea excesivamente costosa. Las presas de escollera son habituales en climas tropicales porque su construcción es posible en los largos periodos de lluvias intensas.

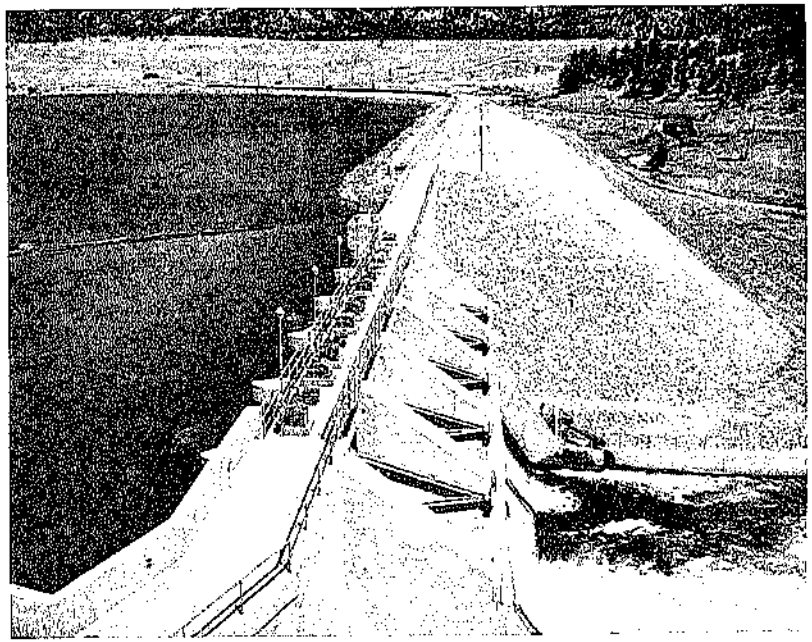


Figura 4.4.-Presa Olympus; una combinación de presa de tierra y de gravedad en hormigón en el río Big Thompson, Colorado. La sección de hormigón contiene el vertedero y los desagües de fondo a un canal. 245-704-3117

UDHCONECTA.COM

4.7. Presas de Gravedad de Hormigón.

Las presas de gravedad de hormigón son la mejor solución en puntos en los que exista una cimentación en roca suficientemente buena, aunque si la presa es de poca altura puede cimentarse sobre terrenos aluviales con tal que se construya una pantalla. Pueden tener aliviaderos de coronación y debido a ello, se usan a menudo como aliviadero de presas de escollera y de tierra o como vertedero de una presa de derivación.

Las presas de gravedad pueden ser de planta recta o curva. La planta curva puede ofrecer ventajas en cuanto a seguridad y coste. También en algunas ocasiones la curvatura puede permitir el emplazamiento de parte de la presa en terreno más adecuado para la cimentación.

Se ha desarrollado e implementado el concepto de construcción de presas de hormigón utilizando RCC (roller-compacted concrete u hormigón compactado). Se han construido muchas presas de hormigón compactado tanto en los Estados Unidos como en otros países. La tecnología y los procedimientos de diseño, no se recogen en este manual porque son relativamente nuevos y todavía están en desarrollo.

4.8. Presas Arco de Hormigón.

Una presa arco de hormigón es la indicada en lugares en los que la relación del ancho entre estribos respecto a la altura, no sea grande y donde los estribos sean de roca capaz de resistir el empuje de los arcos.

Aquí se definen dos tipos de presas de arco: la de arco simple y la de múltiples arcos. La presa de arco simple se desarrolla a lo largo de un cañón como una estructura única y normalmente se limita a un ratio entre la longitud de cresta y la altura de 10:1. Este diseño puede incluir pequeños bloques en cada estribo, según sea necesario, o un vertedero en algún lugar a lo largo de la coronación. Las presas de múltiples arcos, pueden tener uno de los dos diseños típicos: Puede ser una forma cilíndrica uniforme de unos 17 metros máximo entre contrafuertes, como la presa Barlett en Arizona, o puede estar formada por varias presas de arco simples apoyadas en grandes contrafuertes separadas varias decenas de metros entre centros. El propósito de la presa, bien si va a ser una estructura permanente con una expectativa de vida superior a los 50 años o bien una presa provisional con una esperanza de vida menor de 5 años, influirá en el momento del diseño y construcción, la calidad de los materiales de la presa y los cimientos, el tratamiento de la cimentación y las consideraciones hidráulicas. Los aspectos estructurales y económicos prohíben el diseño de una presa de arco sobre un cimiento en suelo débil, gravas, o bolos. La subpresión normalmente no afecta a la estabilidad de la presa de arco debido a la pequeña sección existente entre la presa y el contacto de la roca.

Históricamente, ambos tipos de presa, temporales y permanentes, han sobrevivido a una inundación parcial y completa durante y después de la construcción.

El diseño de la presa de arco es muy especializado, por lo que no se incluyen más detalles de la misma en este texto. Para más detalles, ver el libro de *Diseño de Presas Arco* del Bureau of Reclamation, que incluye diseño, cargas, métodos de análisis, factores de seguridad, etc.

4.9. Presas de Contrafuertes de Hormigón.

Las presas de contrafuertes pueden ser de pantalla y de arcos múltiples. Requieren un 60 por 100 menos de hormigón que las presas de gravedad, pero el incremento del encofrado y de las armaduras sobrepasan en muchos casos el ahorro de hormigón. Se construyeron en Estados Unidos un gran número de presas de este tipo hacia el año 1930, cuando la relación entre el coste de mano de obra y el de los materiales era relativamente bajo. Cuando esta relación es alta, no puede competir con otros tipos de presas.

El proyecto de presas de contrafuertes se basa únicamente en los conocimientos y criterios obtenidos por la experiencia. Por este motivo y por la limitada aplicación de la construcción de presas de contrafuertes en las condiciones actuales, no se incluye el estudio de este tipo de presas en este texto.

4.10. Otros Tipos.

Se han construido presas de tipos distintos a los anteriormente mencionados, pero en la mayoría de los casos su construcción fue motivada por circunstancias especiales. En algunos casos se ha utilizado el acero en recubrimientos y elementos de sustentación. Antes del año 1920 se construyeron algunas presas de madera, especialmente en el noroeste de los Estados Unidos. La cantidad de mano de obra invertida, junto con la corta vida de la estructura, hace antieconómica esta clase de obras. Estos y otros tipos poco habituales no están tratados en este texto.

B. FACTORES FÍSICOS QUE INTERVIENEN EN LA ELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA

4.11. Generalidades.

La elección del lugar y el tipo de presa debe considerase cuidadosamente en las primeras etapas de planificación y diseño. Solamente en circunstancias excepcionales, resulta adecuado un solo tipo de presa y estructuras anexas para un emplazamiento dado. Generalmente se necesitan diseños preliminares y estimaciones de varias tipologías de presa y de estructuras anexas antes de encontrar la más adecuada y económica. Por ello es importante comprender que el proyecto puede resultar excesivamente caro a no ser que las decisiones sobre la elección del emplazamiento y del tipo de presa estén basadas en un estudio adecuado.

La elección del tipo de presa requiere cooperación entre expertos en diversas disciplinas (incluyendo ingenieros de planificación, hidrólogos, geotécnicos, e ingenieros hidráulicos y estructurales; así como geólogos) con el fin de asegurar diseños adecuados y económicamente viables con los condicionantes físicos, como la topografía, geología y condiciones del cimiento, materiales disponibles, hidrología, y sismicidad.

La protección frente a las descargas del aliviadero, los problemas en los conductos de salida, la dificultad del desvió del río durante la construcción, la disponibilidad de mano de obra y maquinaria, la accesibilidad al emplazamiento, las características físicas del emplazamiento, el objeto de la presa, y la seguridad de ésta, afectan a la elección final del tipo de presa.

4.12. Topografía.

Las consideraciones topográficas incluyen la configuración del terreno en el emplazamiento de la presa y del área del embalse, así como la accesibilidad al emplazamiento y a los materiales de construcción. La topografía determina, a groso modo, la primera elección del tipo de presa. Un cauce estrecho que discurre entre altos y rocosos muros sugeriría naturalmente una presa de escollera o de hormigón de aliviadero superior. Por otra parte, laderas bajas y onduladas sugerirían una presa de tierras. Condiciones intermedias podrían sugerir otras tipologías, como una estructura compuesta. El caso es que la topografía es de máxima importancia a la hora de elegir el tipo de presa.

La topografía puede tener también una influencia importante en la elección de las estructuras anexas. Por ejemplo, si existe una silla de montar puede ser posible situar en ese punto el aliviadero. Si el borde del aliviadero resulta grande en comparación con la altura de la presa y es continuo, puede ser necesario un aliviadero en túnel o un tobogán. En un cañón profundo y de paredes muy verticales, puede

UDHCONECTA.COM

resultar más barato construir una presa de hormigón con aliviadero superior que proporcionar un aliviadero a una presa de escollera.

4.13. Geología y Condiciones de los Cimientos.

La idoneidad de los diversos tipos de rocas y terrenos como cimiento y material de construcción constituyen problemas geológicos que deben ser tenidos en consideración. La condición geológica en un emplazamiento de presa a menudo determina el tipo de presa adecuado en dicho lugar. La resistencia, grosor, e inclinación de los estratos, permeabilidad, fracturación y disposición de las fallas resultan factores importantes en la elección del tipo de presa. A continuación se comentan algunos de los cimientos más comunes.

(a) *Cimentación en roca.*- Los cimientos de roca compacta, que estén libres de defectos geológicos significativos, tengan una resistencia relativamente alta a cortante, sean resistentes a la erosión y a la percolación, ofrecen pocas restricciones al tipo de presa que se pueden construir sobre ellos. El factor determinante debería ser la economía de materiales o el coste total. Frecuentemente es necesario retirar la roca meteorizada así como sellar grietas y fracturas mediante inyectado. Rocas más débiles como esquistos de arcilla, algunas areniscas, basalto meteorizado, etc., pueden presentar problemas significativos al diseño y la construcción de una presa y pueden influenciar grandemente en el tipo de presa elegida.

(b) *Cimientos de grava.*- Los cimientos de grava, si están bien compactados, son adecuados para presas de tierra y escollera. Debido a que los cimientos de grava pueden dar lugar a grandes pérdidas de agua, deben tomarse precauciones especiales a fin de proporcionar un adecuado control de las filtraciones o efectivas pantallas para el agua.

(c) *Cimientos de limo o arena fina.*- Los cimientos de limo o tierra fina pueden ser adecuados para pequeñas presas de gravedad de hormigón y presas de tierra si están bien proyectadas, pero no son buenos para presas de escollera. Los problemas principales pueden ser: el asentamiento diferencial, el potencial sifonamiento, el empuje vertical, la formación de conductos de filtración, las excesivas pérdidas de agua y la protección del cimiento en el pie de aguas abajo de la presa contra la posible erosión.

(d) *Cimientos de arcilla.*- Los cimientos de arcilla son adecuados para presas de tierra, pero requieren espaldones relativamente tendidos debido a la baja resistencia a cortante del cimiento. Los cimientos de arcilla bajo el dique pueden sufrir asientos importantes. A causa de la necesidad de espaldones de baja pendiente y la tendencia de los suelos de arcilla a consolidar de forma acusada, habitualmente no es económico construir una presa de escollera sobre estos cimientos. Tampoco son normalmente adecuados para presas de gravedad de hormigón. Habitualmente se requieren ensayos del material de cimiento en su estado natural para determinar las características de consolidación de los estratos del cimiento y su capacidad para soportar la sobrecarga añadida.

(e) *Cimientos no uniformes.*-Puede ocurrir que no se esté en ningún caso de los anteriormente indicados y que tenga que realizarse la cimentación en una zona heterogénea, formada por rocas y tierras. No obstante estas condiciones pueden ser compensadas por diseños especiales. Incluso los emplazamientos de presa que no resulten inusuales presentan problemas especiales que requieren la elección de un apropiado tratamiento por ingenieros experimentados.

Los detalles sobre el proyecto de las cimentaciones se describen en los capítulos correspondientes al proyecto de presas de tierra, escollera y hormigón (capítulos 6, 7 y 8 respectivamente).

4.14. Materiales Disponibles.

Los materiales de construcción para presas de los que se puede disponer próximos al emplazamiento o cerca de él son:

1- Suelos para terraplenes.

2- Roca para pedraplenes y revestimientos.

3- Áridos para hormigón (arena, grava, piedra machacada).

La eliminación o disminución de los gastos de transporte de los materiales de construcción, en especial de los empleados en mayor cantidad, producirá una considerable reducción en el coste total del proyecto. Generalmente, el tipo de presa más económico, será aquel para el que se encuentren los materiales en suficiente cantidad y a una distancia razonable del emplazamiento de la presa.

La posibilidad de disponer de arena y grava para hormigón a un coste razonable, aunque estén en terrenos cuyos derechos hayan de adquirirse, es un factor favorable para la realización de estructuras de hormigón. Por el contrario, si existen zonas de préstamos cercanas de donde obtener material suficiente para una presa de tierra, ésta puede ser la solución más económica. Debe aprovecharse cualquier recurso cercano para reducir el coste del proyecto, sin sacrificar la eficiencia y calidad de la estructura final.

4.15. Hidrología.

Los estudios hidrológicos analizan los objetivos del proyecto descritos en la sección 4.2 dentro del contexto de presas de almacenamiento, hay una estrecha relación entre los factores hidrológicos y económicos que influyen en la elección del tipo de presa y sus estructuras anexas. Las características del régimen hidráulico y la precipitación pueden afectar apreciablemente el coste de la construcción por su influencia en el tratamiento y desvío del río y prolongar el tiempo de construcción. En el caso de ser necesario un túnel de gran longitud para el desvío, la transformación de dicho túnel de desvío en aliviadero en túnel podría proporcionar la alternativa de aliviadero mas económica.

4.16. Aliviadero.

El aliviadero es una parte vital de la presa. Frecuentemente su tamaño, tipo y las restricciones naturales de su emplazamiento, serán las factores decisivos en la elección del tipo de presa. Los requisitos que ha de cumplir el aliviadero vienen impuestos básicamente por las características de la escorrentía y del curso de agua, independientemente de las condiciones del emplazamiento, el tipo o el tamaño de la presa. La elección del tipo de aliviadero vendrá condicionada por la magnitud de las avenidas que deban pasar. Así, se tendrá que en cauces con un régimen de grandes avenidas potenciales, el aliviadero será la estructura principal y la elección del tipo de presa puede ser de orden secundario.

El coste de construcción de un gran aliviadero, es frecuentemente una parte importante del coste total del proyecto. En estos casos, puede ser conveniente combinar el aliviadero y la presa en una sola estructura aconsejándose la elección de una presa vertedero de hormigón. En algunos casos en los que el material obtenido en la excavación del aliviadero puede utilizarse en el cuerpo de la presa, puede ser ventajosa la solución de presa de tierra. Cuando se requiera un aliviadero pequeño puede ser conveniente la elección de presas de tierra o escollera, incluso en valles cerrados.

La práctica de construir vertederos de hormigón en presas de tierra o escollera, ha resultado, en general, desalentadora, al ser necesarias hipótesis de diseño más conservadoras y precisar un mayor cuidado que evite los fallos. Los problemas inherentes a este tipo de proyecto son: Asientos desiguales en la estructura debidos a la diferencia de consolidación del terraplén y los cimientos después de haber aplicado las cargas de agua; la necesidad de cuidados especiales para prevenir el agrietamiento del hormigón o la abertura de juntas que pueden ocasionar fugas,

UDHCONECTA.COM

con el consiguiente sifonamiento y arrastre del material circundante; y los retrasos en la construcción debidos a la necesidad de someter a carga la presa antes de construir el aliviadero. La consideración de los factores precedentes, junto con el aumento de coste debido a hipótesis más conservadoras en la construcción de detalles, tales como aumento arbitrario en el espesor de los revestimientos, mayor seguridad en las armaduras, pantallas, tratamiento de juntas, drenaje y la sobrecarga previa, nos llevan, generalmente, a la elección de soluciones para el aliviadero, tales como situarlo atravesando el terreno natural de un estribo, o pasarlo por debajo de la presa por medio de una conducción.

Una de las disposiciones más comunes es la utilización como aliviadero de un canal excavado en uno o en los dos estribos, fuera de los límites de la presa, o en algún punto alejado de ella. Cuando se adopte esta disposición, la presa puede ser del tipo no vertedero, lo que da la posibilidad de elegir entre presa de tierra y de escollera. Recíprocamente, la imposibilidad de colocar el aliviadero separado de la presa requiere la elección de un tipo que permita un aliviadero de coronación. El aliviadero puede disponerse de forma que ocupe únicamente una parte de la presa, en cuyo caso el resto puede ser de tierra, escollera u hormigón. La presa Olimpus, figura 4-4, es un ejemplo de este tipo de presa.

4.17. Terremotos.

Si la presa está en una zona de posibles seísmos, el proyecto debe prever la carga adicional y el incremento de tensiones que se producen. Las consideraciones de diseño para las presas de tierra, escollera y presas de gravedad de hormigón están desarrolladas en los capítulos 6, 7 y 8 respectivamente. En zonas sísmicas no se debe acometer la elección del tipo de presa ni su diseño por técnicos que no tengan experiencia en este campo.

C. CONSIDERACIONES LEGALES, ECONÓMICAS Y ESTÉTICAS

4.18. Restricciones Legales.

Existen restricciones legales con respecto al control de los cauces navegables. Los proyectos de desviación o de control han de ser aprobados por las Administraciones competentes, en el caso de los EE.UU., por The Corps of Engineers, U.S. Department of the Army. Existen numerosas disposiciones oficiales, tanto estatales como comunitarias sobre la construcción y operación de una presa que pueden afectar la elección de la clase del dique. Prácticamente todos los países tienen leyes y normativas que regulan el diseño, construcción, y explotación de todas las presas y embalses de tamaño importante. Los ingenieros o propietarios que consideren la construcción de una presa deben contactar con las Autoridades Estatales antes de iniciar el planeamiento en detalle.

4.19. Objetivo y Relación Beneficio-Coste.

La consideración de los objetivos que ha de satisfacer una presa condiciona frecuentemente su tipología; por ejemplo, si su función principal es proporcionar un depósito continuo para regadío, o para uso doméstico, producción de energía; controlar avenidas por retención; regular el caudal de los ríos o servir como presa de derivación o vertedero sin características de embalse.

Existen pocos sitios donde resulte imposible construir una presa que sea segura y útil, aunque en muchos casos, las condiciones inherentes a su emplazamiento darían lugar a un coste que sobrepasaría un gasto justificable. Los resultados de un estudio sobre la ubicación adecuada de la presa determinarán si el proyecto puede llevarse a cabo con un coste que esté de acuerdo con los beneficios que se obtengan. Existen procedimientos comúnmente

aceptados para valorar los beneficios obtenidos por producción de energía hidráulica, regadío o abastecimientos de agua; sin embargo, estos procedimientos están menos definidos en el caso de presa para control de avenidas y no existe un método de valoración objetivo cuando el proyecto tiene fines de recreo.

La justificación para proyectos de recreo debe basarse en una evaluación de la población beneficiada, la localización de otros proyectos similares y la tendencia de desarrollo en la zona (creciente o decreciente) relacionándolo con el coste del proyecto y el capital disponible. En el caso de que la necesidad actual sea muy grande, pero el número de beneficiarios sea reducido, puede no estar justificado el coste excesivo en un emplazamiento determinado. Otro caso puede ser que la necesidad presente sea grande pero la población y el valor de las tierras tienda a disminuir. En ambos casos debe realizarse el proyecto de la forma más económica posible, probablemente con una presa de poca altura y capacidad.

4.20. Aspecto Estético.

En general, toda estructura debe tener un acabado compatible con su propósito funcional. La textura de las superficies debe responder a las necesidades del proyecto y estar libre de irregularidades antiestéticas. El aspecto estético puede tener gran influencia en la elección del tipo de estructura, en especial en las proyectadas inicialmente con fines de recreo.

UDHCONECTA.COM

Capítulo 5.
Cimientos y Materiales de Construcción

A. ÁMBITO DE INVESTIGACIÓN

5.1. Generalidades.

En el proyecto de presas es esencial conocer los datos relativos a las características de la cimentación y a los materiales naturales disponibles para la construcción. El estudio se realiza en la oficina, en el campo y en el laboratorio. Para que sea eficaz, la toma de datos debe estar bien planeada. La exploración del subsuelo no debe empezar hasta que se hayan valorado todos los datos disponibles, tanto geológicos como del suelo. El responsable a cargo de la investigación debe dominar las clasificaciones de suelos y rocas, así como las características geológicas e ingenieriles de las formaciones del terreno. El responsable a cargo de la investigación también tiene que estar familiarizado con los mapas, sistemas de tomas de datos y muestras, y con los ensayos de laboratorio y de campo. Estos conocimientos y el de las posibilidades y limitaciones de los distintos métodos de exploración del subsuelo, conducen a la elección de los procedimientos de campo más apropiados, evitando de este modo, tiempo y esfuerzo perdidos en procedimientos ineficaces y duplicación de esfuerzos

A la amplitud que debe darse al estudio de la cimentación y a los distintos tipos de materiales de construcción está dedicada esta primera parte del capítulo. Los apartados B hasta el K tratan de las técnicas y de los procedimientos para realizar estos estudios.

5.2. Cimientos.

Es necesario realizar investigaciones de los cimientos e interpretar los datos obtenidos, para asegurarse de si una estructura puede ser construida con garantía y de forma económica en un determinado emplazamiento. El tipo de estructura debe de determinarse basándose en los factores indicados en el capítulo 4. La construcción de una presa, cuya rotura puede ocasionar una inundación destructiva, posiblemente con pérdidas de vida, lleva consigo una gran responsabilidad pública. La rotura de presas pequeñas ha dado lugar, a través de los años, a gran número de estas inundaciones. Las investigaciones posteriores demostraron que muchos de estos desastres fueron debidos a que los cimientos no eran suficientemente seguros o una falta de conocimiento de las características del emplazamiento. Un considerable número de fallos atribuidos a otras causas, probablemente tuvieron su origen en unos cimientos defectuosos. Es indudable que muchos fracasos podían haberse evitado mediante investigaciones más completas, que habrían conducido a la elección de emplazamientos adecuados y seguros o a prever en el proyecto o en la construcción, los dispositivos necesarios para vencer los defectos de la cimentación.

Las investigaciones para construir una presa constan principalmente de tres etapas, o niveles, de estudio. Estas etapas, ordenadas en orden progresivo de complejidad, son la evaluación, viabilidad y diseño de las investigaciones. Cada nivel de estudio utiliza los resultados obtenidos de las investigaciones anteriores como punto de partida de más investigaciones.

El primero y uno de los más importantes pasos en la evaluación del emplazamiento potencial de un embalse consiste en un reconocimiento con el propósito de elegir, basándose

UDHCONECTA.COM

principalmente en la topografía y geología del terreno, el emplazamiento más favorable de todos los posibles para la presa. Este reconocimiento, misión del Ingeniero y del Geólogo, debe realizarse en equipo y solamente por personas experimentadas en trabajos de esta clase. El trabajo de campo debe estar precedido por un estudio de todos los datos disponibles relativos al río y su cuenca, incluyendo el estudio de planos, fotografías aéreas, otros datos existentes e informes anteriores. Los informes y mapas disponibles en el USGS (U.S. Geological Survey), SCS (U.S. Soil Conservation Service), y varias agencias Estatales, son excelentes fuentes de información. En el apartado C de este capítulo, se. valoran las distintas fuentes de información. Un reconocimiento completo conducirá a la elección del lugar más favorable para la presa y a la eliminación de muchos de los considerados como emplazamientos posibles cuando existan varias soluciones, con lo que se puede evitar el gasto de una gran suma en trabajos de exploración.

Las condiciones de la cimentación se manifiestan o se pueden deducir a menudo de la inspección visual por medio de las características de la erosión, afloramiento de rocas y ciertas obras realizadas por el hombre tales como, desmontes para carreteras o ferrocarriles, excavaciones para cimientos de edificios, pozos y canteras. A partir de los pozos locales se puede obtener alguna información sobre las condiciones del agua subterránea. Los resultados de los estudios de campo se deben resumir preferiblemente sobre un plano topográfico (aunque también se pueden utilizar fotografías aéreas), y en secciones geológicas preliminares. En esta etapa de evaluación, el plano indica los límites de depósitos de suelos utilizables y de afloramientos rocosos, localización de fallas y otras irregularidades geológicas visibles, y el buzamiento y dirección de características geológicas tales como juntas, diaclasas y cizalladuras.

Los mapas geológicos y las secciones deben de ir acompañados de un informe que describa las distintas características geológicas e incluya la clasificación de suelos y rocas, clases de materiales cementantes que se encuentran en rocas y suelos y el origen y proceso de sedimentación de los distintos terrenos. El informe de evaluación debe reseñar la relación de las condiciones geológicas con la futura permeabilidad del embalse y de la cimentación de la presa, así como con la estabilidad e inalterabilidad de la misma, del vertedero y otras obras. También debe hacer referencia a los problemas geológicos que requieran ulteriores investigaciones y es recomendable trazar un esquema de programa, puntualizando la extensión y el carácter de los estudios más detallados que han de realizarse en la etapa siguiente. Debe de examinarse el embalse y el emplazamiento de la presa para buscar deslizamientos potenciales de laderas que se produzcan durante la construcción.

Durante el estudio de viabilidad, es necesario determinar de una forma definitiva mediante la exploración del subsuelo: (1) la profundidad a que se encuentra la roca en el emplazamiento de la presa, y (2) las características de roca y terreno, bajo la presa y estructuras dependientes de ella. Generalmente se requiere una serie de sondeos en el lugar de ubicación de la presa para determinar el perfil del lecho de roca a lo largo del eje propuesto, y como cualquier eje marcado en el terreno está sujeto a ajustes por razones de proyecto, es aconsejable hacer unos cuantos sondeos adicionales aguas arriba y aguas abajo del eje marcado. El número de sondeos necesarios para la exploración de la cimentación de pequeñas presas, está determinado por la complejidad de las condiciones geológicas, pero la profundidad debe de ser mayor que la altura de la presa.

Es preciso investigar también las condiciones del subsuelo para la posible colocación de instalaciones de servicio, como vertederos, desagües, zanjas de impermeabilización y bocas de túnel. Los sondeos en el área que

comprende las instalaciones de servicio deben de tener una separación máxima de 30 metros y una profundidad mínima de vez y media el ancho de la base de la estructura, y deben de realizarse de acuerdo a la complejidad de la cimentación.

Aunque existen muchos métodos de efectuar sondeos y tomar muestras para ensayos, solamente son recomendables para la exploración de cimientos de presas aquellos que no producen perturbaciones excesivas de estos; por consiguiente, los sondeos húmedos, (por ejemplo), no son tratados en este texto. Los pozos, zanjas, túneles y sondeos de gran diámetro, que permiten el examen visual del cimiento, son excelentes métodos para determinar las características del terreno y se recomiendan siempre que sean practicables. Los métodos de sondeos más idóneos para la exploración de cimientos de pequeñas presas son el de rotación, utilizando las cabezas de diamante estándares o las muestras Denison y Pitcher, y el de penetración (ensayo de penetración normal-standard, "penetration test"). Es también necesaria la determinación de la densidad "in situ" y de la humedad del suelo por encima de la capa freática. Los sondeos en roca requieren el uso de sondas de rotación con cabeza de diamante para obtener testigos. Los valores aproximados de la permeabilidad de los estratos de roca y suelo se pueden determinar mediante la introducción de agua en los taladros. En toda exploración del subsuelo es importante medir y anotar las profundidades de la capa freática y las fechas de estas mediciones.

El informe preparado como complemento del estudio de viabilidad debe incluir un plano a gran escala mostrando la superficie geológica, la localización de todos los sondeos y los diferentes estratos existentes. Las unidades del mapa deben de ser básicamente geológicas, modificadas o subidivididas para mostrar la distribución de los materiales con propiedades físicas o ingenieriles muy diferentes . Deben prepararse secciones transversales con las características geológicas del subsuelo conocidas y las que se consideren probables, e incluirse testigos de todos los taladros. La figura 5-1 es un ejemplo del plano geológico del emplazamiento de una presa, e incluye una sección a lo largo del eje.

Para la preparación del proyecto pueden ser necesarios sondeos adicionales con el fin de aclarar problemas geológicos; también pueden necesitarse para puntualizar la profundidad del lecho rocoso al preparar los planos de construcción. Al realizar el proyecto de la cimentación a veces es necesaria una toma de muestras adicional, así como correspondientes ensayos de ellas.

Durante la construcción, los mapas geológicos deben de ser revisados o rehechos para mostrar las condiciones reales encontradas durante la excavación. Esos mapas proporcionan un informe "as-built", de un valor incalculable para la operación y mantenimiento si se dan problemas geológicos posteriormente, como el comportamiento de la cimentación o filtraciones excesivas.

5.3. Suelos para Terraplenes.

Algunos emplazamientos de presas requieren mucha excavación hasta alcanzar un cimiento firme y, en muchos casos, el terreno excavado es adecuado para usarlo como terraplén. Las excavaciones realizadas para situar los vertederos y desagües pueden también producir ciertas cantidades de material para filtros, para un núcleo impermeable, o para otras zonas del terraplén. Sin embargo, la mayoría de los suelos necesarios para una presa de tierra se obtienen siempre de terrenos de préstamos.

El estudio de los materiales aprovechables para el terraplén debe ser progresivo, desde una inspección en poca profundidad que se realizará durante la primera etapa, hasta estudios detallados de todas las posibles fuentes de material que se efectuarán antes de redactar el proyecto definitivo.

UDUCONECTA.COM

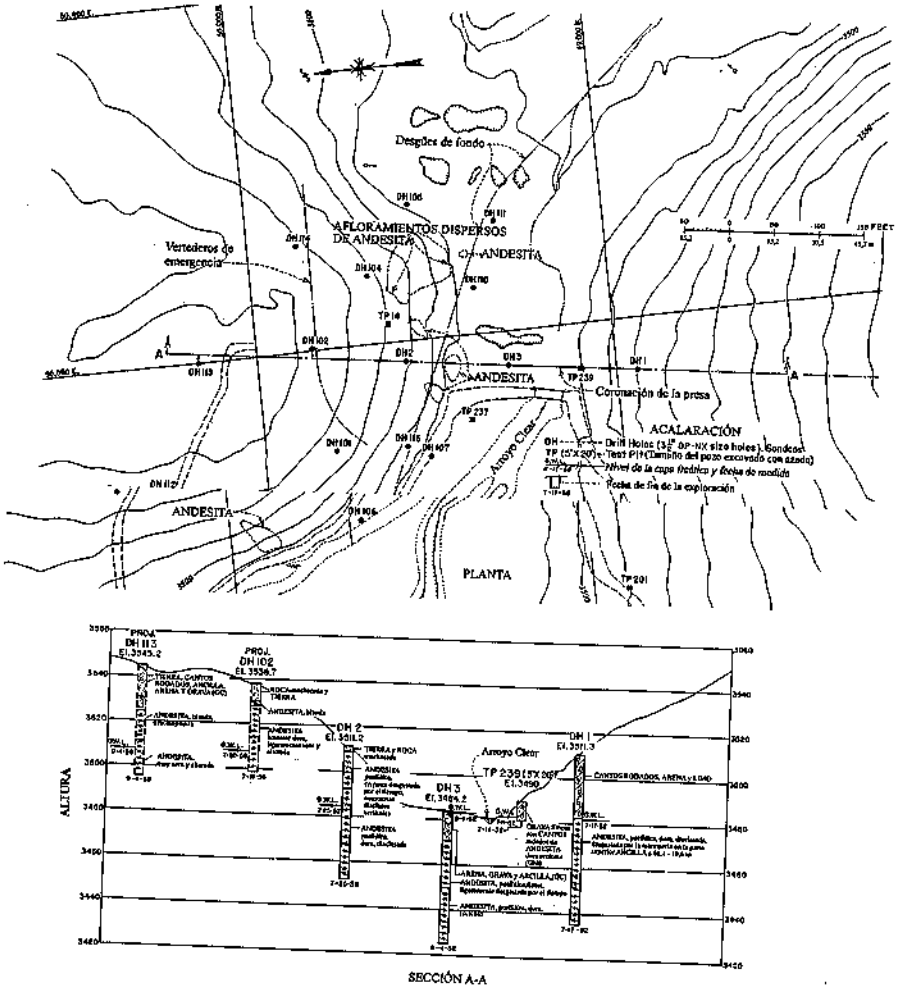


Figura 5-1.-Plano geológico y sección del emplazamiento de una presa. 288-D-2470.

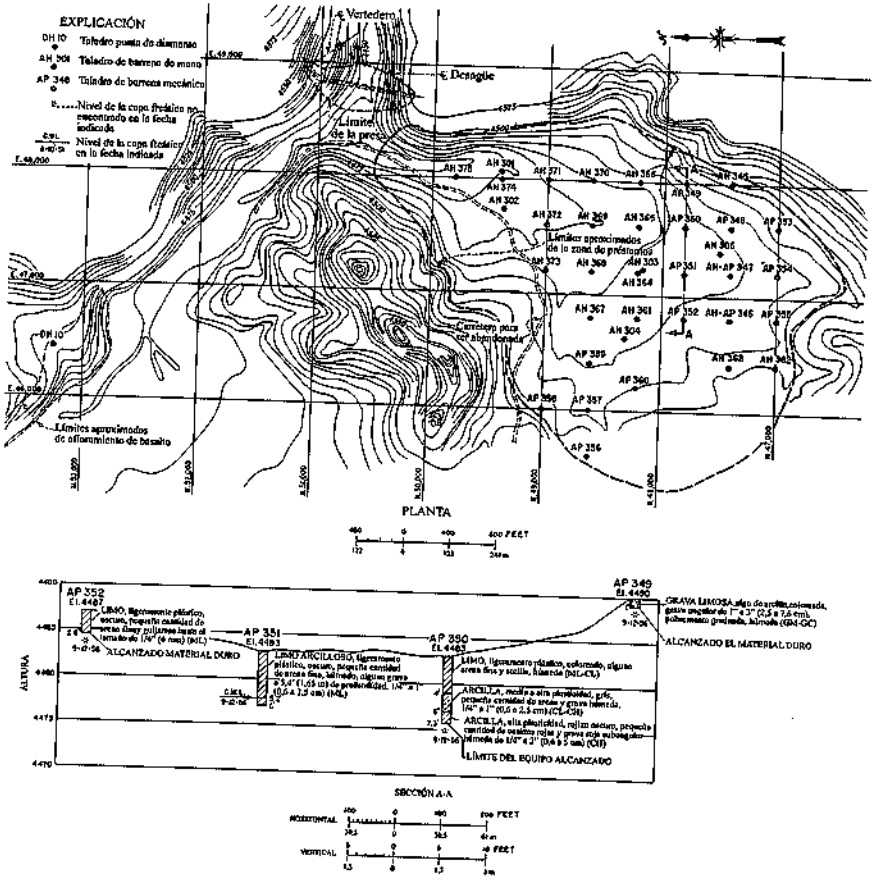


Figura 5-2.- Sondeos para materiales de los diques- Mapa con la localización de las áreas de préstamos y sección típica transversal. 288-D-2471.

Antes de elegir el emplazamiento definitivo de la presa, debe conocerse la situación de los materiales para cada posible solución. El examen cuidadoso de planos y fotografías aéreas, localiza generalmente las áreas que deben ser examinadas en el campo. Los desmontes de carreteras y ferrocarriles, arroyos y márgenes del cauce del río pueden proporcionar indicios valiosos de la naturaleza de los materiales de la zona.

UDHCONECTA.COM

Rara vez será necesario excavar pozos o realizar sondeos, al menos en la etapa preliminar. Las determinaciones cuantitativas se pueden hacer teniendo en cuenta las características topográficas y con ayuda de unas pocas medidas aproximadas realizadas sobre el terreno o sobre los planos. El informe sobre el reconocimiento realizado debe incluir un croquis indicando las zonas de préstamos existentes y su situación con respecto al emplazamiento de la presa, las características de los materiales de cada zona, su volumen probable y los factores locales que pueden afectar a la explotación de un depósito. Además de las propiedades ingenieriles de los suelos deben considerarse otras facetas tales como las siguientes: distancia de transporte, accesibilidad, cantidad de humedad natural y trabajabilidad del material, coste de expropiaciones, desbroce, potencia de los depósitos, influencia que la explotación tendría sobre el paisaje y topografía adversa. Una buena práctica es limitar la situación de las zonas de préstamos para que la excavación no se haga a menos de 150 metros del pie de una pequeña presa.

Debe seguirse un plan sistemático para localizar las zonas de préstamos durante la etapa de viabilidad subsiguiente a la elección del emplazamiento de la presa. Para evitar olvidarse de las zonas más próximas, se empezará a partir del emplazamiento de la presa extendiéndose en todas direcciones. Antes de considerar otras posibles zonas, se habrán examinado todas aquellas situadas en la cercanía de ésta. Donde sea posible, debe de considerarse coger los prestamos de la zona del embalse, para mitigar los problemas medioambientales. Los sondeos se han de distanciar unos 150 metros, formando aproximadamente una cuadrícula dentro del límite de los dos kilómetros. Siempre que sea posible, deben usarse barrenas para tierra, pero se harán pozos de prospección cuando se encuentren rocas. Los sondeos tendrán una profundidad mínima de 7 m., excepto cuando el lecho de roca o la capa freática se encuentren antes de alcanzar esta profundidad.

Se deben sacar testigos y conservarlos según los procedimientos indicados en los apartados I y J de este capítulo. Al estudio del emplazamiento probable de los rastrillos y de la excavación de cimientos, vertederos y desagües, se le debe dar la mayor importancia y está justificado un trabajo más detallado en estas zonas por su posible uso como cantera de materiales para terraplén. El estudio más detallado de estas zonas se justifica por su uso más temprano como material del terraplén y para obtener más información de los cimientos. Cuando sea evidente que no ha de encontrarse cantidad suficiente de material a una distancia corta de transporte, se estudiarán zonas más distantes según un plan previamente determinado.

El propósito final del estudio de los terrenos de préstamos es determinar la profundidad factible de la excavación y la distribución de los materiales en el terraplén. Esto podrá hacerse si se han realizado suficientes sondeos para poder determinar los perfiles del terreno en la zona de préstamos. Esto puede hacerse sólo si se han hecho suficientes exploraciones para determinar los perfiles del suelo en la zona de préstamo. El levantamiento de perfiles, con centros separados al menos 150 metros, indicará si son precisos taladros adicionales. Es evidente que cuanto más homogéneo es el terreno en una zona de préstamos, menos sondeos son precisos para establecer el perfil deseado. La figura 5-2 muestra un ejemplo de exploración de materiales para el dique de una presa. La clasificación de los suelos se hará mediante ensayos de laboratorio sobre muestras representativas de los diversos materiales encontrados. Unos ensayos de densidad "in situ" en cada zona de préstamos determinarán el coeficiente de entumecimiento que debe aplicarse entre el material medido sobre perfil natural y el volumen ya compactado en el terraplén. En el apartado 5.47 se indican los métodos necesarios para realizar estos ensayos.

Con el fin de tener en cuenta posibles cambios en el proyecto, errores en la estimación y otras causas, deben utilizarse coeficientes de seguridad grandes al estimar los volúmenes disponibles en las zonas de préstamos. Los criterios siguientes aseguran cantidades adecuadas: para un informe previo, si se calcula que son necesarios menos de 7.500 metros cúbicos de un tipo de material, debe localizarse 10 veces la cantidad calculada; para necesidades mayores de 75.000 metros cúbicos, 5 veces la cantidad calculada. Incluso para zonas de préstamos bien conocidas generalmente se pide, en el pliego de condiciones, 1,5 veces la cantidad necesaria con el fin de asegurar las cantidades precisas y que el Contratista pueda hacer una elección adecuada de los equipos y métodos de excavación. Frecuentemente se usan coeficientes mayores cuando los datos disponibles indican que los depósitos no son uniformes. Los materiales para el filtro y otras zonas especiales del terraplén pueden necesitar un gran procesamiento o tienen que comprarse.

5.4. Pedraplenes y Revestimientos.

Se entiende por revestimiento una capa de escollera de bloques grandes y no alterables. Su fin es mantener la forma de una superficie inclinada o de su infraestructura, resistiendo a la erosión debida a la acción de las olas o de la corriente. El pedraplén es un dique construido con fragmentos de roca y que forma parte de las presas de tierra y escollera.

La búsqueda de una cantera de escollera se realiza del mismo modo que la del material para diques de tierra. Puesto que el revestimiento es esencial para una presa de tierra, no es prudente limitar la extensión del área de búsqueda. La prospección se extenderá radialmente, desde el emplazamiento de la obra, hasta localizar un depósito de roca que sirva por su calidad y tenga el volumen suficiente para satisfacer las necesidades previstas. Debe hacerse el mejor uso posible de los datos existentes tales como planos geológicos, fotografías aéreas, planos topográficos y publicaciones estatales o privadas. Del estudio de estos datos podrán marcarse en el plano o fotografía: las canteras existentes, crestones y otras zonas de posible utilidad, con el fin de realizar más tarde una investigación en el campo. En algún momento del estudio, debe de considerarse si es más económico otras alternativas de protección de taludes, como el suelo cemento, el hormigón asfáltico, o escombros.

El criterio primario para escoger la escollera es la calidad y tamaño de los fragmentos de roca. Quienes llevan a cabo las investigaciones deben procurar, mediante la simple inspección, valorar la capacidad de la roca para resistir la acción de las olas, heladas y demás fuerzas desintegrantes, y determinar si el depósito puede suministrar suficiente material de los tamaños requeridos. El lugar más lógico para empezar la exploración de una cantera es un afloramiento de roca. Cuando existen cortes verticales, debe ser completamente examinada la superficie exterior, buscando indicios de grietas, línea de fractura, planos de estratificación y zonas de material defectuoso. Las juntas y el sistema de planos de estratificación son especialmente importantes porque indican los tamaños que se producirán probablemente en la cantera.

Los estudios necesarios para determinar las características de las zonas enterradas de una posible cantera de escollera, se completan generalmente con sondeos, pozos y zanjas. La obtención de testigos es normalmente el método más práctico y seguro de determinar la dimensión del depósito, su potencia y la profundidad de la montera. Las muestras obtenidas proporcionan datos sobre la calidad de la roca en zonas del depósito que no se obtendrían de otro modo. En el ejemplo de la figura 5-2, solamente fue necesario un sondeo (DH 10) en la cantera para establecer la profundidad de la extensa capa de basalto. Normalmente se necesita más de un sondeo.

Cuando las formaciones de roca no son de suficiente calidad para escollera, deben buscarse otras fuentes de material. Existen casos en que fue necesario recoger los cantos rodados de la superficie y usarlos como

UDHCONECTA.COM

escollera en presas de tierra porque las canteras de roca de calidad apropiada estaban a más de 160 kilómetros del emplazamiento de la presa. El uso de este tipo de escollera es normalmente posible sólo cuando el canto rodado se encuentra concentrado en zonas suficientemente grandes para suministrar cantidades significativas. Sin embargo, la explotación de varios depósitos separados que proporcionen la cantidad necesaria para una presa no es una solución singular.

En algunas ocasiones se encuentran piedemontes que contienen roca estable de los tamaños necesarios y de extensión suficiente para hacer innecesaria la explotación de una cantera. Estas zonas son especialmente favorables cuando sean más accesibles que la cantera, lo cual es frecuente. Poco hay que hacer en la exploración de estos materiales, excepto verificar un examen completo, cubicarlo y medirlo, para determinar las características de la roca, la cantidad aprovechable y los tamaños disponibles. Unas buenas fotografías forman parte de los datos que se deben tomar de toda cantera de escollera, y son especialmente valiosas cuando se consideran las zonas de cantos rodados de los pies de las laderas. La figura 5-3 muestra un depósito de roca ígnea que se puede aprovechar para escollera.

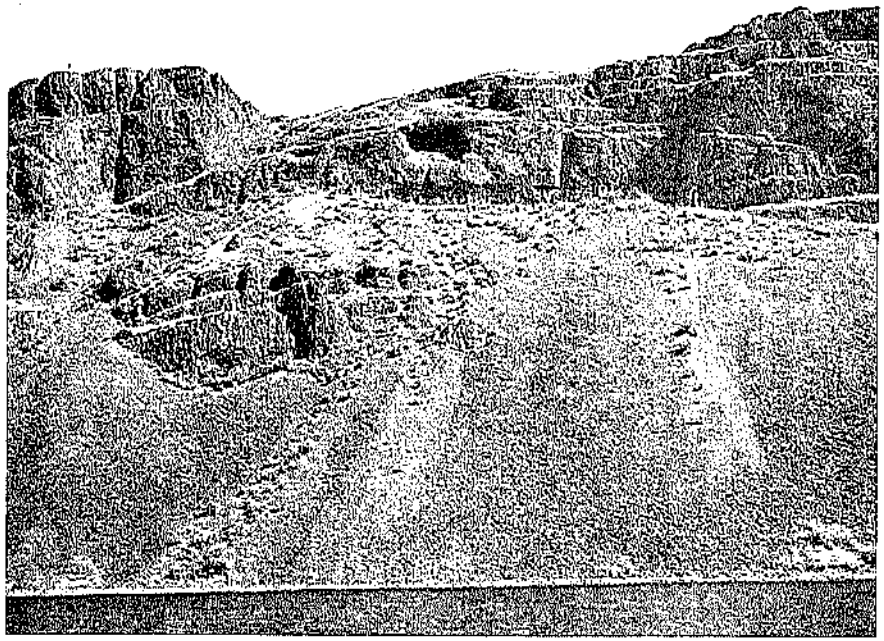


Figura 5-3.-Típico depósito de talud utilizable para escollera. Situados en la base de formaciones basálticas en Grant County, Washington. 3PPG-1.

La disponibilidad de materiales para escollera tiene una gran influencia en el proyecto de la obra y, por lo tanto, debe hacerse un estudio muy cuidadoso de volúmenes. En ocasiones, es preferible hacer uso de un material fácilmente accesible que intentar procurarse una roca de mejor calidad pero considerablemente más cara. Sin embargo, hay que tener en cuenta que el uso de menor cantidad de material de buena calidad puede compensar su mayor coste. En el apartado 5.34(e) de este Capítulo se dan métodos de obtención de muestras de escollera.

5.5. *Áridos para Hormigones.*

Los reconocimientos de campo, en lo que a materiales para hormigones se refiere, se reducen principalmente a la prospección de áridos y exploración y toma de muestras de los depósitos factibles de aprovechamiento. Quienes realicen el trabajo de prospección deben estar familiarizados con la influencia que tienen la granulometría, las características físicas y la composición de los áridos en las propiedades del hormigón. La calidad de los estudios preliminares de campo y el buen criterio con que se hayan realizado, se reflejan en la durabilidad y economía de la obra final.

La mayor parte de los factores que intervienen en la calidad de las canteras de áridos están relacionados con la historia geológica de la región, e incluyen tamaño, forma y emplazamiento de la cantera, espesor y características de la capa superficial, tipo y calidad de la roca, granulometría, forma y grado de uniformidad de los áridos y nivel de la capa freática. Los áridos pueden obtenerse de depósitos naturales de grava y arena, o de canteras en zonas donde aflora la roca a la superficie. En ocasiones pueden obtenerse arenas muy finas, de depósitos eólicos.

Los materiales que provienen de depósitos fluviales son los más usados y generalmente los mejores por las siguientes razones: (1). Los cantos son generalmente redondeados; (2). La corriente ejerce una acción clasificadora que puede mejorar la granulometría, y (3). La erosión causada por el transporte sufrido y la sedimentación da lugar a una eliminación parcial de los materiales blandos. Las terrazas aluviales se emplean frecuentemente como canteras de áridos, pero requieren a menudo un tratamiento más complicado que el normal. Los depósitos glaciares proporcionan grava y arena, pero generalmente se encuentran sólo en lugares de gran latitud norte o de gran altitud. Cuando no han sido influenciados por agentes fluviales, generalmente son demasiado heterogéneos para poder aprovechar sus áridos y, en el mejor de los casos, sólo se pueden usar después de un proceso selectivo; los que han sido afectados por la acción de una corriente, proporcionan frecuentemente áridos adecuados.

Cuando no se dispone de grava y arena natural, es preciso obtener los áridos del hormigón mediante machaqueo y cribado de la roca. El machaqueo se realiza solamente cuando no pueden conseguirse económicamente otros materiales de calidad y tamaños adecuados. El machaqueo en los Estados del Este normalmente se hace sólo cuando no se puede conseguir otros materiales en la cantidad y calidad necesaria. Las canteras contienen con frecuencia materiales estratificados que hacen difícil sacar muestras representativas de la fuente en explotación. Además, la presencia de estratos o zonas de material no apropiado, como arcilla o pizarra, obliga también a una extracción cuidadosa y un proceso especial.

La extensión y coste razonables de la exploración para áridos, están determinados por el volumen en el objeto de la obra. En la búsqueda del árido apropiado es importante recordar que el material ideal se encuentra rara vez y es muy común la falta o exceso de uno o más tamaños, pudiendo encontrarse en exceso tipos no apropiados de roca, así como partículas aglomeradas o de forma lajosa.

Los depósitos que parezcan más prometedores, se deben explorar y tomar muestras de ellos por medio de sondeos, pozos o zanjas con el fin de determinar si el árido es aprovechable. Los métodos de exploración del subsuelo,

UDHCONECTA.COM

toma de muestras, ejecución de sondeos y ensayos, se indican respectivamente en los apartados G, H, I, J y K de este capítulo. Las propiedades y granulometría que se requieren para los áridos, se discuten en el apéndice F.

5.6. *Estudios de Embalse.*

Es tan importante que la geología del emplazamiento del embalse sea adecuada, como la del emplazamiento de la presa. Los estudios del emplazamiento del embalse deben de ser planificados con gran cuidado, lo mejor es un estudio conjunto de la presa y el embalse. Si se descubre un problema, los estudios deben de ser reorientados o parados antes de que se realice una gran inversión en exploraciones en un emplazamiento que puede ser desechado.

(a) *Generalidades.*- La evaluación y exploración del embalse propuesto requiere prestar atención a todos los factores que afectan a la adecuación y uso del embalse. Los principales factores son la estabilidad de los bordes, la capacidad de almacenamiento del agua, almacenamiento en bancada, fuentes potenciales de contaminación, y efectos de la extracción de material en la estabilidad y filtraciones. Además, hay que considerar los problemas relativos a la cimentación, incluido la reubicación de las autopistas, vías de tren, u otras instalaciones. El grado de atención dado a cada problema debe de ser acorde a su importancia y al estado de planificación o diseño. El detalle de las características de las investigaciones debe de ser determinado por el propósito de cada embalse. Normalmente, los estudios incluyen la distribución de las rocas y los depósitos superficiales, afloramientos, discontinuidades y características estructurales, existencia de agua subterránea y su comportamiento, riesgos geológicos observados y potenciales, deslizamientos de laderas, y estabilidad de la orilla, integridad del embalse y filtraciones potenciales, y fuentes de contaminación del agua del embalse.

(b) *Mapas del embalse.*- Para planificar y llevar a cabo las investigaciones es esencial un buen mapa geológico del embalse. Los mapas geológicos malos que tengan información incompleta o pobremente elegida hacen malgastar el dinero y el esfuerzo técnico y pueden llevar a conclusiones erróneas. En los mapas geológicos preparados por los ingenieros, relativos a los estudios geológicos, la información que se debe mostrar y la escala a utilizar están determinados por: (1) el fin de la investigación (2) el detalle que se puede mostrar y (3) los datos cuantitativos que deben de ser obtenidos o calculados a partir del mapa. (ejemplo, distancias, volúmenes de deslizamientos potenciales, diferencias en elevaciones, espesor de los depósitos superficiales y unidades de rocas, y detalles de los afloramientos o limites geológicos). La elección de una escala adecuada es importante puesto que condiciona el detalle y la legibilidad del mapa.

En mapas regionales o de proyecto, el objetivo principal es representar gráficamente la distribución general de la mayoría de las características del emplazamiento. Por el contrario, en los mapas del emplazamiento se detallan la representación de las características geológicas. En los dos tipos de mapas, las escalas pueden variar entre 1:62500 (regional) a 1:250 (emplazamiento). Las escalas usuales de los mapas de embalses varían entre 1:24000 (un centímetro son 240 metros) a 1:5000 (un centímetro son 50 metros).

Los mapas geológicos de embalses no deben de limitarse al área inmediata a la zona del embalse propuesta. Debe de complementarse con un mapa del tipo regional que indique la posición del embalse, su elevación, y distancia de los valles cercanos. Como mínimo este mapa debe de mostrar las líneas de máxima altura (coronación de montañas) y la mínima altura (cuenca de los valles) con cotas.

El mapa geológico debe de ser complementado por varios mapas especializados o superposiciones y/o de varios mapas a escala menor o por mapas separados que muestren las condiciones geológicas en detalle en las zonas críticas de filtraciones potenciales o deslizamientos. Igualmente, debe de hacer

mapas a menor escala para mostrar el detalle de los puntos topográficos críticos y drenajes cercanos. Son deseables mapas adicionales, gráficos, o gráficos del agua subterránea de la región (estimados si es necesario), particularmente si existen filtraciones o condiciones anómalas de aguas subterráneas. También deben de prepararse secciones y plantas geológicas de la estructura geológica general, deslizamientos de ladera, fallas, canales excavados, etc.

El mapa básico del embalse debe de extenderse por encima del máximo nivel del agua para caracterizar el medio geológico y facilitar la evaluación de la estabilidad de la orilla del embalse y la capacidad de almacenamiento de agua. Puede haber grandes áreas debajo del nivel mínimo del embalse en las que la valoración a partir del mapa será totalmente adecuada. Para algunas áreas del embalse, puede ser necesario mapas más detallados para determinar problemas de deslizamiento o filtración.

Sólo ocasionalmente o en algunos tipos de terrenos, todo el embalse necesita de mapas y estudios detallados. Normalmente, los estudios y mapas detallados se hacen sólo hasta el punto que se necesite, para asegurar que las condiciones geológicas son adecuadas y para identificar los problemas principales.

(c) *Métodos de Investigación.* - La investigación en el campo y la interpretación de fotografías aéreas son métodos básicos mediante los cuales la información geológica se almacena y se ordena en planos para su estudio e interpretación. El mapa geológico del embalse es el medio inicial y principal en el que se basan los estudios geológicos para su planificación y ejecución y por el que la naturaleza y alcance de los defectos del embalse se reconocen y evalúan. En cualquier momento del estudio, el mapa es la combinación de hechos e interpretaciones por lo que, desde un punto de vista geólogo-ingeniero, define la geología de la zona y da herramientas para reconocer problemas geológicos. Las investigaciones directas subterráneas, como los sondeos, pueden formar parte o no del estudio global.

Existen una gran variedad de técnicas de investigación para llevar a cabo los estudios del embalse. Se asume que los estudios del embalse se hacen por ingenieros geólogos y geólogos de aguas subterráneas, experimentados en los principios básicos de la geología y los métodos estándares de investigación. La lista a continuación recoge las técnicas principales que pueden utilizarse en seleccionar los métodos de investigación más efectivos para cada emplazamiento de un embalse.

(1) *Interpretación geomorfológica.*- Formas de los ríos, mapas topográficos y geológicos, y fotografías aéreas proporcionan información como:

a. Estructura geológica, fracturas regionales y locales, diaclasas, cuevas y drenaje subterráneo.

b. Sedimentaciones históricas del río produciendo el relleno de las partes bajas del valle; erosiones históricas del río formando depósitos como gravas agregadas (depósitos agregados) o terrazas protegidas por rocas (volumen poco agregado).

c. Zonas potenciales para extraer materiales para el terraplén.

d. Condiciones del agua subterránea y filtraciones potenciales.

e. Deslizamientos de laderas existentes y potenciales.

(2) *Estudios Hidrogeológicos.*- Estos estudios proporcionan la información o los análisis necesarios como:

a. Condiciones del agua Subterránea, como la localización, dirección y velocidad del caudal, elevaciones, y contornos estáticos y piezométricos de los niveles de agua. Estos pueden ser determinados utilizando los métodos como los sondeos con medición de nivel de agua, caudalímetros para taladros, ensayos con tintes y radioisótopos, y análisis de muestras de agua.

UDHCONECTA.COM

b. Edad del agua subterránea (relativa) determinada con tritio, dióxido de carbono, o contenido de oxigeno disuelto.

c. Diferenciación de las zonas de agua subterránea, y evaluación de la calidad del agua mediante análisis químico (análisis gráficos con los diagramas de Staff), conductividad, pH, y estudios de temperatura.

d. Estimación del caudal o medidas de los acuíferos y pequeños cursos de agua. La información del caudal de los acuíferos y los niveles del agua subterránea en los sondeos pueden ser esenciales para calcular los cambios en las condiciones iniciales del agua subterránea provocada por la filtración del embalse. La recogida de la información debe de empezar y terminar antes de llenar el embalse para establecer las condiciones normales de la zona antes de construir el embalse. Puede ser necesario medir la carga hidráulica para calcular si el caudal puede cambiar de sentido al introducir la carga hidráulica del embalse.

e. Estimar el volumen de almacenamiento, caudal de entrada y de salida.

(3) *Investigaciones bajo la superficie.*- Las investigaciones bajo la superficie pueden incluir ensayos geológicos, ensayos extrayendo agua de pozos para conocer los niveles freáticos y su movimiento, ensayos de permeabilidad con bombeos o estancos, sondeos de exploración para conocer los espesores de los deslizamientos, espesor y naturaleza de los materiales superficiales en las partes más altas, situación de canales excavados, o canales formados por el lavado de depósitos permeables glaciares.

(4) *Sensores remotos.* – Las fotografías aéreas en color o infrarrojas o imágenes a partir de escáneres por radar, pueden ayudar a reflejar en un mapa los contactos, diaclasas o estructuras geológicas. Las imágenes por radar detectan las anomalías geotérmicas que pueden indicar agua cerca de la superficie, fallas, alineaciones o contactos.

B. RECOPILACIÓN Y PRESENTACIÓN DE LOS DATOS

5.7. Generalidades.

La capacidad de una cimentación de soportar las cargas impuestas por varias estructuras depende principalmente de la deformación, estabilidad, y condiciones del agua subterránea de los materiales de la cimentación. Sólo el juicio y la intuición (métodos empíricos) no son adecuados para llevar a cabo el proyecto seguro de una presa. Cada vez es más imperativo desarrollar los datos para diseño de la cimentación ya que, los avances recientes en mecánica de suelo y rocas y los nuevos métodos analíticos permiten a los ingenieros y geólogos valorar más condiciones analíticas que antes. Para ajustarse a esas técnicas, los datos de la cimentación no sólo tienen que ser lo más precisos y concisos, sino que deben ser los mas cuantificables posibles. Además, estos datos cuantificables deben de ser lo suficientemente adecuados para asegurar que los modelos analíticos son representativos de las condiciones del terreno.

5.8. Presentación de los Datos.

Este apartado proporciona recomendaciones generales para la toma y presentación de la información geológica necesaria para el proyecto y construcción de pequeñas presas. Cuando sigan estas recomendaciones, los investigadores deben de utilizar su buen juicio y elaborarlos como se necesiten de acuerdo a las condiciones geológicas y a los requisitos ingenieriles. Estas recomendaciones no pretenden incluir todos los requisitos o tópicos para todas las cimentaciones o investigaciones de materiales de construcción. Sin embargo, proporcionan una guía adecuada para el plan de toma de datos para los estudios de planificación y para diseñar las investigaciones finales.

La información necesaria y los métodos de obtenerla dependen del propósito de las investigaciones, el tiempo y el dinero disponible para las exploraciones, la cantidad y la fiabilidad de las investigaciones anteriores, y el tipo de informe necesario. Las recomendaciones generales para obtener la información necesaria de la cimentación y materiales de construcción se describen en los subapartados del (a) al (j) a continuación:

(a) Compilar, resumir, y documentar todas las investigaciones en el área del proyecto y describir la secuencia y resultados de los estudios y exploraciones. Algunas fuentes de información de las investigaciones iniciales se describen en la parte C. Los tipos de exploración, muestras, registros y ensayos en la parte F a K.

(b) Preparar los planos que muestren la situación de las exploraciones. Crear una columna estratigráfica, mapas geológicos de la superficie, y secciones geológicas a las escalas adecuadas para describir las condiciones de la superficie y debajo de ella. Preparar planos específicos (como los diagramas de contornos de juntas, y mapas de contorno de rocas, desgaste, niveles de agua, etc.) para los emplazamientos con geología compleja o conceptos de diseño.

(c) Preparar descripciones narrativas de los depósitos superficiales, propiedades ingenieriles específicas, especialmente aquellas que puedan afectar al proyecto o a la construcción. Estas descripciones pueden incluir, pero no limitarse a, la presencia de minerales que hinquen, materiales de baja densidad, yesos y otros sulfatos, caliche, suelos dispersos, depósitos sueltos sujetos a licuefacción o consolidación, materiales permeables, erosionables, y de gran tamaño. En las partes D y J de este aparatado se incluyen instrucciones para la toma de información y descripción de suelos y exploraciones geológicas. Estas descripciones deben de incluir la clasificación general de los materiales de acuerdo al Unified Soil Classification System y sus características físicas (por ejemplo, color, tamaño del grano, consistencia o grado de compactación, cohesión, cementación, contenido de humedad, depósitos minerales, y contenido de minerales expansivos y dispersivos, alteración, fisuras o fracturas). El investigador debe de utilizar estas descripciones establecidas en el Unified Soil Classification System. La descripción también debe de incluir la distribución, ocurrencia, y edad relativa, relación con la topografía existente, y correlación con las formaciones como terrazas, dunas, depresiones sin drenaje, y anomalías.

(d) Las descripciones de la roca deben de identificar las propiedades geológicas-ingenieriles como son la resistencia, minerales que hinchan, presencia de yeso y otros sulfatos, profundidad de la alteración, juntas, fallas y otros planos débiles. La siguiente lista puede usarse como una guía general, aunque no necesariamente completa, para describir el suelo rocoso.

(1) *Unidades rocosas.*- Las unidades litológicas de características físicas similares de ser identificadas y caracterizadas.

- Identificación del tipo de roca (por ejemplo, granito, arenisca limosa, esquistos de mica), edad relativa y, donde sea posible, su correlación con la denominación de las formaciones.
- Características físicas (por ejemplo, color textura, tamaño del grano, naturaleza de la estratificación, buzamiento, esquistosidad, dureza, características químicas como la cementación, depósitos minerales, y alteraciones, de otro tipo de las debidas al desgaste por la intemperie.
- Distribución y características dimensionales. (por ejemplo, espesor, anchura del afloramiento, extensión del área).

(2) *Distribución y Extensión del Desgaste por estar a la Intemperie y la Alteración.*- El desgaste de intemperie debe de ser dividido en categorías que reflejen la definición de los cambios físicos en la masa de roca. Deben de hacerse gráficos de desgaste.

UDHCONECTA.COM

(3) *Características estructurales.*- Planos de buzamiento, fisuras, juntas, diaclasas y fallas, pliegues, zonas de rotura.

- Si existen y distribución
- Orientación y cambios
- Características dimensionales (por ejemplo anchura, espaciamiento, continuidad)
- Características físicas y sus efectos sobre la masa rocosa (las condiciones de las superficies planas, como las aperturas, rugosidad, ondulamiento de la superficie, estrías, mineralización, alteración, e incrustaciones)
- Evaluaciones estadísticas de la distribución, orientación, y características físicas.
- Edad relativa (donde sea pertinente)
- Características especiales de los planos de rotura o fallas (por ejemplo, descripción de la composición de la falla, zonas de "gouge y breccia"[3], desplazamiento, caras de la fallas, y edad relativa de los movimientos)

(4) *Respuesta de los procesos naturales superficiales y cercanos a la superficie.*-Por ejemplo, erosiones, socavación y movimiento de masas.

(e) Incluir ensayos de laboratorio de propiedades ingenieriles de los depósitos superficiales y rocas. Ver parte K de este capítulo

(f) Proporcionar las fotografías en blanco y negro de las condiciones geológicas, muestras de taladros, muestras, afloramientos, zanjas, y pozos de ensayo. Si es adecuado también se deben de adjuntar fotografías en color.

(g) Resumir la información recogida por sistemas remotos y campañas geofísicas (sísmicas, resistividad, etc.), si se llevan a cabo, y correlacionarlo con otra información geológica.

[3] N.T. Materiales producidos en las fallas y zonas de impacto

(h) Describir las condiciones de la investigación del agua subterránea. Hay que fijarse en los niveles del agua y los piezométricos y su fluctuación estacional, la existencia de acuíferos confinados o no confinados, filtración potencial, capacidad de producir agua, química, y subsidencia relativa del terreno. La siguiente lista puede ser utilizada como una guía general, aunque no necesariamente completa, para descripciones:

- Distribución, existencia y relación con la topografía (por ejemplo, lagunas, pantanos, manantiales, filtraciones, cuencas bajo la superficie).
- Fuentes de recarga y permanencia, variaciones en cantidad de agua y días cuando se midieron.
- Evidencia de existencia anterior de agua en sitios ahora secos (por ejemplo, vegetación, filtraciones y depósitos minerales, vestigios cársticos, archivos históricos).
- El efecto del agua en las propiedades de los materiales del lugar, incluidas observaciones en el campo y en laboratorio.

(i) Preparar un documento preciso y completo de las exploraciones, utilizando una terminología consistente con el texto. Utilizar los acrónimos adecuados, por ejemplo, RQD (rock quality determination) y PR (penetration resistance).

(j) Evaluar los deslizamientos de laderas, avalanchas, caídas de rocas, erosión, inundaciones, etc. La lista siguiente puede utilizarse como una guía general, aunque no necesariamente completa, de descripciones:

- Características que identifiquen erosión acelerada (por ejemplo, retrocesos de acantilados, eriales, frentes de erosión en avance).
- Características que indiquen subsidencia, sedimentación, o deslizamientos (por ejemplo, fisuras, salientes, referencias desplazadas o inclinadas, archivos históricos, medidas).

- Depresiones y deslizamientos de masas de roca y depósitos superficiales, su distribución, sus características geométricas, correlación con características topográficas y geológicas, edad y movimientos.

C. FUENTES DE INFORMACIÓN

5.9. *Planos Topográficos.*

En el proyecto y construcción de una presa, es indispensable un plano topográfico. Son necesarios para el diseño y construcción de una presa. Son necesarios para la exploración de los cimientos de la presa y para explorar los materiales para la construcción. La situación de las exploraciones bajo la superficie y las zonas geológicas pueden situarse sobre un mapa topográfico antes de preparar los mapas geológicos detallados. En el apartado F de este capítulo se incluye información simplificada sobre origen y características de formaciones básicas del terreno, ya que pueden indicar las propiedades de la cimentación y de los materiales existentes. Antes de hacer el mapa, debe de realizarse una búsqueda de mapas existentes del embalse, el emplazamiento de la presa, y las zonas potenciales para coger materiales de construcción. Hay que preguntar al USGS (Organismo Oficial) si disponen de mapas. El USGS genera mapas topográficos estándares que cubren los Estados Unidos, Puerto Rico, Las Islas Vírgenes, Guayana y las Islas del Pacífico.

La unidad de campaña de campo para un mapa de USGS es normalmente un cuadrante de lados paralelos a la latitud y meridianos de longitud. Los cuadrantes cubren 7,5 minutos de latitud y su longitud suele estar a la escala 1:24000 (1 cm igual a 240 metros). Los cuadrantes que cubren 15 minutos de latitud y longitud están a una escala de 1:625000 (1cm es igual a 6250 metros). También se han publicado una serie de mapas topográficos a escala 1:250000 (1 cm equivale a 2500 metros), en unidades de 1° de latitud y 2° de longitud; que cubren todos los Estados Unidos. Hay disponibles muchos otros mapas especiales a otras escalas.

Además de los mapas topográficos publicados, hay información disponible, que puede de ser de gran ayuda a los ingenieros y geólogos, en las zonas en las que existen mapas del USGS.

Esta información incluye la situación y la posición de los vértices geodésicos de triangulación, y las elevaciones de los puntos fijos de referencia. Además, están disponibles los mapas manuscritos a escala 1:24000, entre año y medio y dos años antes de la publicación del mapa definitivo. También están disponibles los mapas índice que ilustran los tipos de mapas por Estado o grandes áreas geográficas, en el USGS.

Los levantamientos topográficos de los ríos son muchas veces muy útiles. Son mapas de una banda que muestra el curso de un río y su topografía y características culturales cercanas. Los levantamientos topográficos se preparan junto a la clasificación de los terrenos públicos para desarrollos de fuentes de agua. La mayoría son ríos de los Estados del Oeste. Si un valle es menor de 1,6 km de ancho, la topografía se muestra hasta 30 metros por encima del nivel del agua; si el valle es abierto y ancho, se muestra una franja de topografía entre 1,6 a 3,2 km.

Los emplazamientos potenciales de los embalses normalmente se indican en mapas a escala 1:24000. Las cotas suelen estar cada 6 metros, excepto cerca de la superficie del agua donde están cada 1,5 metros. Muchos de estos mapas también incluyen emplazamientos de presas a gran escala y tienen un longitudinal del río. El tamaño estándar de esos mapas es de 55,88 cm. por 71,12 cm.

En el índice de los mapas topográficos se indica la disponibilidad de los mapas de levantamientos topográficos de ríos y otros mapas especiales, incluyendo los parques

UDHCONECTA.COM

nacionales, monumentos y un listado de los mapas topográficos. Estos índices también se encuentran en el USGS. Las solicitudes de índices y preguntas respecto a los mapas publicados y la disponibilidad de mapas manuscritos deben de dirigirse a U.S. Geological Survey, Denver Federal Center, CO 80225 ó al U.S. Geological Survey, Reston, VA, 22092.

5.10. Planos Geológicos.

De los planos geológicos se puede obtener una considerable información muy útil para el Ingeniero. Estos planos definen la clase de terreno geológico en que se haya situado el embalse y el emplazamiento de la presa. En el apartado 5.2 se indican los requisitos de los mapas geológicos en las etapas de estudio de viabilidad y de diseño final. Las características de la roca son de gran importancia en la elección del emplazamiento de la presa y posteriormente en su proyecto. Las condiciones bajo la superficie pueden ser estimadas o interpretadas a partir de la información de los mapas geológicos.

En los mapas geológicos, las rocas se identifican por sus características litológicas y por su edad geológica. La extensión más pequeña de roca dibujada es generalmente una formación que se define como un estrato aislado o varios estratos de roca que se extienden en una gran superficie y que pueden ser claramente diferenciados de los estratos contiguos superiores o inferiores. La superficie ocupada por estas formaciones se indica en los planos geológicos por medio de abreviaturas, colores y distintivos símbolos.

Las abreviaturas indican la formación y el período geológico. Por ejemplo, "Jm" puede significar la formación "Morrisson" del Periodo Jurásico. En general en los mapas del USGS se utilizan colores estándares y signos convencionales. Los colores amarillo y naranja se utilizan para las diferentes zonas Cenozoicas, los verdes para las rocas Mesozoicas, el azul y el púrpura para las rocas Paleozoicas, y los colores rojizos y rojos para rocas Precámbricas. Las líneas de punto-veta se utilizan para las rocas sedimentarias; las líneas onduladas para las rocas metamórficas; los cuadrados, cruces o similares se utilizan para las rocas ígneas.

Los mapas geológicos muestran la posición u orientación de los estratos rocosos y otras características planas mediante símbolos estándares. Además, los mapas geológicos normalmente suelen tener uno o más cortes geológicos que muestran la disposición de los distintos estratos en profundidad a lo largo de una línea arbitraria señalada sobre el mapa. Los cortes creados tan sólo con datos de la superficie no son tan precisos como los que se preparan a partir de los datos obtenidos por sondeos o excavaciones. Las secciones geológicas son estimadas y deben de ser utilizadas con precaución.

Un mapa que muestre una vista en planta del lecho rocoso de un área también es un mapa geológico de la superficie. Estos mapas indican los límites de las formaciones visibles, así como la distribución probable de aquellas otras que están cubiertas por terreno vegetal o plantaciones. Excepto para indicar el espesor de depósitos aluviales, esta clase de planos no proporciona información sobre suelos o mantos no consolidados. En algunos mapas geológicos se diferencia entre los depósitos superficiales del área; indicándose la extensión de la zona visible, las características, la edad geológica de los materiales superficiales.

Muchos mapas incluyen descripciones de las edades relativas y una breve descripción litológica de las unidades que aparecen en el mapa. Donde no existan descripciones, un geólogo con experiencia puede determinar sus características mediante analogías con otras zonas. Para una identificación litológica más segura y mayor detalle, debe consultarse la literatura geológica de toda la zona.

Estudiando el mapa geológico básico, junto con los datos adicionales geológicos de esa zona, es posible preparar un mapa especial que interprete la geología en términos de las características ingenieriles. También se pueden obtener las características de la cimentación y condiciones de excavación, así como el agua superficial y freática del terreno a partir de los mapas geológicos. Esta información es muy valiosa para la etapa de estudios previos, pero no sustituye a los estudios de campo que es necesario hacer en las fases subsiguientes.

El USGS ahora publica una serie titulada "Mapas Geológicos Cuadrangulares de los Estados Unidos", que reemplaza al Atlas Geológico de los Estados Unidos, publicado desde 1894 a 1945. La mayoría de los mapas en esta serie tienen una escala muy grande (1:62500 o mayor) y se imprimen en color. La mayor parte tienen secciones estructurales y otros medios gráficos mostrando los datos geológicos y un breve texto explicativo. La descripción completa de las áreas que se muestran en estos mapas y las interpretaciones detalladas de la historia geológica suelen recopilarse en otras publicaciones, como los boletines del USGS y artículos profesionales. El USGS también publica los mapas geológicos en una serie conocida como "Mapas de Investigaciones Geológicas Misceláneas", "Mapas y gráficas de Recursos Minerales", "Investigaciones Geofísicas" y "Atlas de Investigaciones Hidrológicas". Los mapas de estas series tienen una amplia gama de escalas y formatos para cubrir los propósitos específicos.

Varios mapas geológicos son de especial interés para los proyectistas de presas. Una serie de estos mapas son el resultado de mapas geológicos e investigaciones de recursos generales llevados a cabo por el USGS como parte del Plan del Departamento de Interior del estudio y desarrollo de la Cuenca del Río Missouri. Incluyen mapas mostrando los materiales de construcción y los recursos no metálicos, incluyendo depósitos de arena y grava, en varios de los Estados de la cuenca del Río Missouri.

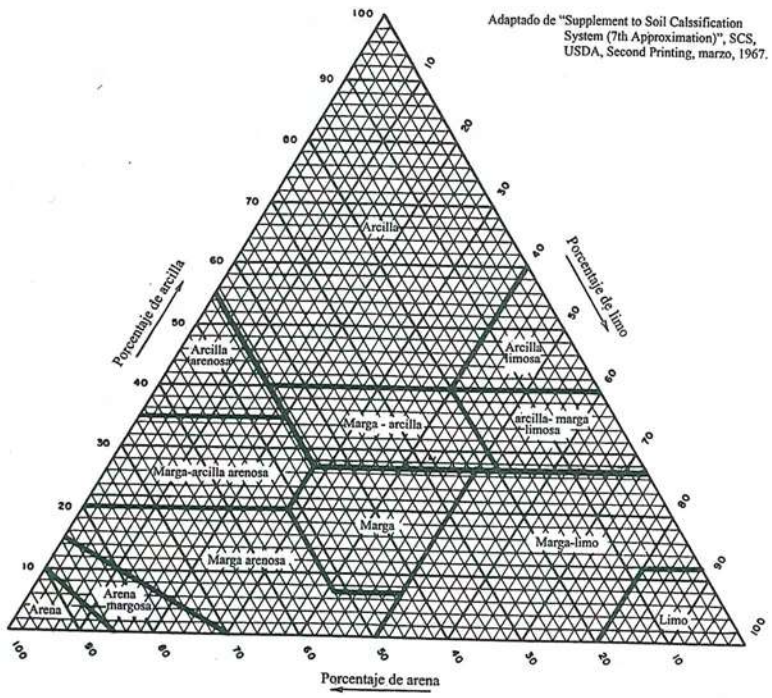
En las series de los mapas geológicos de cada Estado se incluye información detallada de los mapas geológicos publicados disponibles en USGS. Cada mapa geológico publicado se resume en un mapa de un Estado, con una leyenda que explica la fuente y el día de la publicación, autor y escala.

5.11. Planos de Suelos Agrícolas.

Una gran extensión del suelo de los Estados Unidos ha sido estudiada por el Departamento de Agricultura (USDA). Estas investigaciones son superficiales, hasta 1,80 metros de profundidad, y tratan de clasificar los suelos, de acuerdo con su color, estructura, constitución física y química, características biológicas y morfología. Este Departamento publica informes de sus estudios y describe los diferentes suelos en detalle. También indica su conveniencia para distintas cosechas, y en informes más recientes las propiedades y usos que se dan a esos suelos. En cada informe se incluye un mapa de la zona, que muestra los tipos de suelo que pueden darse de acuerdo con la clasificación edafológica.

Esta información está disponible para su compra en la Superintendencia de los Documentos, en Washington D.C. Las oficinas locales pueden tener ejemplares para consultar o comprar. Mapas que ya no se publican y otras campañas no publicadas pueden estar disponibles para su consulta en USDA, oficinas locales, colegios, universidades y librerías. El Bureau of Reclamation ha realizado campañas de campo de viabilidad de riego en la mayor parte de las cuencas de los ríos en 17 Estados. Fueron hechas para identificar tierras para riegos. Los mapas e informes de estas campañas están disponibles en proyectos locales u oficinas regionales del Bureau of Reclamation. Esta información es bastante útil para las necesidades de un ingeniero porque proporciona datos detallados del suelo y considerable información sobre la geología y las condiciones de drenaje. Además, los datos del suelo normalmente incluyen medidas en laboratorio y en campo de las propiedades químicas y físicas de al menos 3 metros de profundidad y muchas veces información de materiales más profundos.

UDHCONECTA.COM



COMPARACIÓN DE ESCALAS DE TAMAÑOS DE PARTÍCULAS

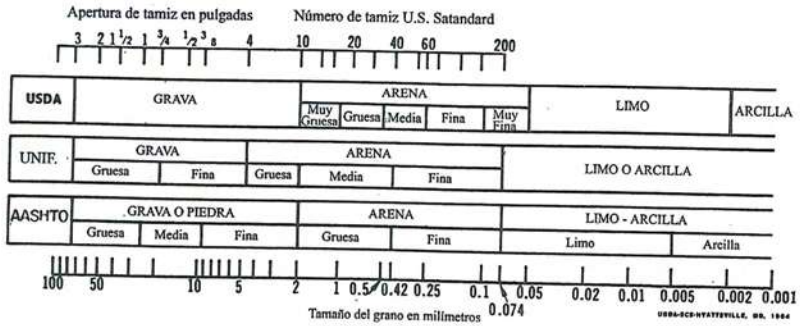


Figura 5-4.-Triángulo para clasificación básica de suelos según su textura (U. S. Soil Conservation Service). 288-D-2782.

Para poder emplear los mapas agrícolas en la exploración de cimentaciones y materiales de construcción, es necesario algún conocimiento de la clasificación de suelos. El USDA utiliza un sistema de clasificación denominado "Clasificación del Suelo, un Sistema Exhaustivo, Séptima Aproximación", el cual se suele llamar simplemente "séptima aproximación".

La categoría al mayor nivel de generalización se llama "orden", y hay 10. La siguiente categoría es "suborden". Esto limita el rango en la humedad del suelo y los regímenes de temperatura, el tipo de estratos, la composición, de acuerdo a la más importante. Las categorías adicionales (en orden descendente) incluyen "grandes grupos", "subgrupos", "familias", y "series". Las "series" de suelos es un término muy utilizado. Se refiere a un grupo de suelos que tienen estratos similares en las características diferenciadoras y preparaciones del perfil del suelo, excepto por la textura de la parte superficial.

La subdivisión final de una "serie" de suelos es la "fase". Esta subdivisión de suelos se refiere a las características que afectan a su uso y gestión, pero no varían lo suficiente para diferenciarlas como series de suelos diferentes. Las Fases de la serie de un suelo son las que componen mayoritariamente las unidades de los mapas del suelo de los mapas detallados actuales.

Aunque no es una parte de la clasificación del sistema actualmente utilizada, el "suelo tipo", una subdivisión de las series del suelo basada en la textura de la superficie, se suele utilizar en la mayoría de la información de campañas de campo publicadas.

El sistema de clasificación por la textura utilizado en la descripción de los tipos de suelos o fases en los informes de las campañas de campo de USDA o las campañas de irrigación del Bureau of Reclamation se muestra en la figura 5-4. Este es diferente del Sistema de Clasificación de Suelos Unificado, normalmente utilizado por el Bureau of Reclamation para propósitos ingenieriles (ver la parte D de este capítulo). La figura 5-4 muestra la terminología usada para diferentes porcentajes de arcilla (definida como las partículas más pequeñas que 0,002 mm.), limo (de 0,002 a 0,05) y arena (0,05 a 2,0 mm.). Obsérvese el uso de término "marga" que se define en el gráfico como una mezcla de arena, limo y arcilla dentro de determinados porcentajes. Otros términos usados como adjetivos de los nombres obtenidos en la clasificación del triángulo son "guijarroso" para partículas redondeadas o subredondeadas, desde 2 milímetros a 7,5 centímetros, "silíceo" para gravas silíceas, y "pedregoso" para tamaños mayores de 25 centímetros.

La clasificación en texturas, dada como parte del nombre del suelo-tipo se refiere al estrato *"A"* solamente, y, por lo tanto, no es indicativo de todo el perfil del terreno. Sin embrago, la combinación del nombre de serie y de la clasificación textual proporciona una cantidad considerable de datos significativos. Para cada tipo de suelo se puede obtener la textura, el grado de compactación, la presencia o ausencia de roca, la litología del material base y la composición química. Análoga y frecuentemente, muchas veces se puede obtener información de emplazamientos específicos de las campañas de campo de irrigación disponibles hechas por el Bureau of Reclamation. Desde un punto de vista ingenieril esta clasificación, hecha por el USDA y el Bureau, tiene limitaciones, pero pueden ser utilizadas para los estudios de reconocimiento.

Hay una considerable cantidad de información útil en las descripciones de perfiles del suelo y en los modernos informes de campañas. Esta información no sólo es útil para los agricultores, sino también para los ingenieros y geólogos que intentan interpretar si esas características son las adecuadas como material para bases de carreteras, rellenos de carreteras, cimentaciones de edificios, diques y terraplenes. Además, los modernos informes

UNIVERSITAT DE LLEIDA BIBLIOTECA

UDHCONECTA.COM

de campañas no sólo muestran la clasificación por texturas de la USDA [1][4], si no también la clasificación Unificada de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) de todos los suelos incluidos en el informe. Estos informes son bastante útiles para usos agrícolas e ingenieriles. La figura 5-4 muestra una comparación de tamaños de partículas en los sistemas de clasificación del Unified, AASHTO, y USDA. Soil classification systems.

5.12. Sensores Remotos.

Hay disponibles muchos métodos nuevos de sensores remotos para complementar el método estándar de fotografías en blanco y negro. Estas incluyen SLAR (Side-looking airborne radar), (radar aerotransportado en un lateral del avión), LANDSAT (satélite) grandes altitudes (normalmente U-2) y fotografías y datos de sensores tomados con pequeños ángulos del sol. Los datos de sensores remotos pueden incorporar información topográfica, geofísica, y geotérmica, utilizando imágenes térmicas y de colores fijos, las cuales pueden ser mejoradas con un ordenador.

Una fotografía aérea es una imagen que representa una porción de la superficie terrestre tomada desde el aire. Puede ser una fotografía vertical, en la que el eje de la cámara es vertical, o casi vertical, o una fotografía oblicua, en la que el eje de la cámara es inclinado. Las fotografías muy oblicuas incluyen el horizonte; las poco oblicuas no. La fotografía vertical se suele utilizar como base de lo mapas topográficos, mapas de suelos agrícolas, y mapas geológicos e interpretaciones.

Exceptuando las zonas cubiertas por bosques densos, o sombras de las formaciones de la tierra que oscurecen grandes áreas a la vista, una fotografía aérea revelará en detalle las características de los elementos naturales o construidos. La identificación de las características mostradas en la fotografía se realiza utilizando métodos estereoscópicos. Entonces, estas características se interpretan para un uso particular, como un mapa geológico, usos del suelo, o usos ingenieriles. Los conocimientos de geología y suelos ayudarán a la interpretación de las fotografías aéreas para usos ingenieriles. Las fotografías aéreas se suelen utilizar para situar áreas que deben de ser examinadas y tomar muestras de campo y como sustitutos de mapas en la fase de valoración.

Virtualmente toda el área de los Estados Unidos ha sido cubierta por sensores remotos. Los índices de los mapas de los Estados Unidos, disponibles en el U.S. Geological Survey, muestran las zonas de las que la Agencia Gubernamental puede proporcionar copias. Cuando se encargan fotografías, hay que especificar el tamaño de las copias, la finalización en brillo o mate y la situación. La situación en los Estados Unidos debe de darse por zona, ciudad, sección, latitud, longitud, Estado y Ayuntamiento, o la localización debe de mostrarse en un mapa índice de área adjunto a la solicitud. Debe de solicitarse la cobertura estereoscopia en casi todos los casos. También hay disponibles mosaicos aéreos de casi todas las zonas de los Estados Unidos. Un mosaico es un ensamblaje de fotografías aéreas unidas y montadas para formar una representación continua de la superficie de la tierra. Se incluyen reproducciones fotolitográficas a partir de negativos de mosaicos conocidos como "foto mapas". Los mapas índice que muestran el estado de los mosaicos aéreos de los Estados Unidos (incluyendo la cobertura y las agencias que tienen los negativos de los mosaicos) están disponibles en el USGS.

La interpretación de los datos de sensores remotos de los materiales del terreno y características geológicas requiere experiencia. El estudio incluye la posición del terreno,

[4] Los números en corchete hacen referencia a la numeración de la bibliografía (sec. 5.51)

topografía, drenaje, erosión, tonos de color y manto vegetal. La interpretación se limita primordialmente a la superficie del terreno y a la inmediatamente debajo. Sin embrago, hay casos especiales donde las características de la fotografía permiten predicciones fiables de los materiales situados a profundidad bajo la superficie. Aunque la interpretación puede ser hecha a partir de cualquier fotografía buena, la escala es un factor limitativo porque las fotos pequeñas limitan la cantidad de información detallada que puede obtenerse. Normalmente, la escala 1:20000 es adecuada para interpretaciones geológicas o ingenieriles del terreno. Las fotografías a grandes escalas tienen aplicación en trabajos muy detallados, tales como la cubicación del embalse, y el reconocimiento geológico del punto de ubicación de la presa.

Las fotografías aéreas pueden usarse para identificar ciertos tipos de terreno y sus formas, por medio de los procedimientos que se describen en el apartado F de este capítulo. La inspección fotoestereoscópica de una zona tomando nota particular de su topografía, características locales del terreno y condiciones de drenaje, bastará generalmente para la identificación de los tipos corrientes de terreno. Esto hace posible anticipar la clasificación del terreno y de los materiales rocosos y definir sus características dentro de un amplio margen.

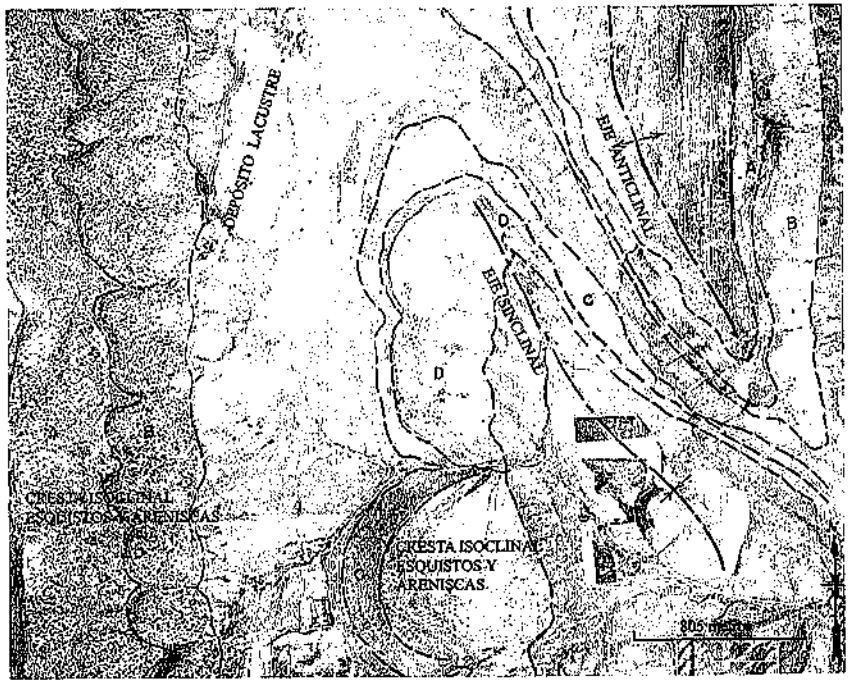


Figura 5.5.-Estratos de rocas que muestran el plegamiento en las rocas sedimentarias, (A) Formación Satanka, (B) Formación Lyons, (C) Formación Morrison y (D) Formación Dakota inferior y central (Servicio Forestal de los Estados Unidos). PX-D-16265

UDHCONECTA.COM



Figura 5-6.- Planicie en embudo indicando suelos profundos sobre carniolas, desarrollada en un clima húmedo (U.S Agricultural, Stabilization and Conservation Service). PX-D-16264.

Las características geológicas que pueden tener gran influencia en el emplazamiento o ejecución de obras de ingeniería pueden determinarse a veces por fotografías aéreas. En la mayoría de los casos, estas características se identifican más rápidamente en las fotografías que sobre el terreno. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que la interpretación de una fotografía aérea es aplicable solamente a aquellas características que se plasman en expresiones de superficie identificables, como sistemas hidrográficos y alineaciones de cordilleras o valles. Las diaclasas, corrimientos, fallas, pliegues y otras características se identifican rápidamente a veces en una fotografía aérea y no obstante puede ser difícil identificarlos sobre el terreno. Sin embargo, todas la interpretaciones derivadas de datos remotos deben de ser verificadas en el campo.

Los elementos identificados con elementos remotos son importantes para la localización del emplazamiento de una presa o de sus obras complementarias. La configuración general, estratificación y juntas de estratos, así como la presencia de intrusiones o diques, puede ser detectada también a partir de fotografías aéreas. Estos datos son valiosos cuando aparece la posibilidad de corrimientos en los desmontes realizados y de pérdidas por filtración en el embalse.

Las figuras 5-5 y 5-6 son ejemplos de fotografías aéreas con características geológicas fácilmente identificables. En el apartado F de este capítulo se dan ejemplos de formas del terreno típicas estudiadas en las fotografías aéreas.

D. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

5.13. Generalidades.

En las aplicaciones ingenieriles, el suelo puede ser definido como una acumulación de partículas sólidas no cementadas producidas por la desintegración física y/o química del lecho rocoso, y que puede contener o no materia orgánica. Para el Ingeniero encargado del proyecto y construcción de los cimientos y obras de tierras de las presas, las propiedades físicas de los suelos, tales como densidad, permeabilidad, resistencia, esfuerzo cortante, compresibilidad y comportamiento en presencia del agua, son de primordial importancia.

Es muy difícil tener un método normalizado de identificación de suelos, clasificándolos en categorías o grupos que tengan propiedades ingenieriles distintas. De esta forma los Ingenieros de la Oficina de Proyectos y los encargados de trabajos de campo pueden hablar en los mismos términos, facilitando así el intercambio de información y experiencia. El conocimiento de la clasificación de suelos, incluyendo las propiedades del suelo típicamente ingenieriles de los distintos grupos, es indispensable al Ingeniero encargado de la prospección de materiales de tierra o del estudio de las cimentaciones de las obras. Hasta cierto límite, las propiedades dadas por la clasificación de suelos pueden utilizarse para el cálculo de valores numéricos de los materiales empleados en presas pequeñas.

En 1952, el "Bureau of Reclamation" y el "Corps of Engineers", con el Profesor Arthur Casagrande, de la Universidad de Harvard como asesor, llegaron a un acuerdo en la modificación de la Clasificación de Casagrande de suelos y la denominaron "Unified Soil Classification System" (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Este sistema, que es aplicable especialmente al proyecto y construcción de presas, tiene en cuenta las propiedades ingenieriles de los suelos, es descriptivo y fácil de asociar con los suelos reales y tiene la flexibilidad de ser adaptable tanto a los trabajos de campo como a los de laboratorio. Probablemente su mayor ventaja es que un suelo puede ser clasificado rápidamente por inspección visual y manual, sin necesidad de ensayos de laboratorio. El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) está basado en el tamaño de las partículas, en la granulometría y en las características de los finos. La clasificación en laboratorio se comenta en más detalle en el USBR 5000, y la clasificación visual de los suelos se indica en USBR 5005, ambos en el "Manual de Tierras" del Bureau [7].

Una masa de suelo está constituida por partículas sólidas y agua intersticial. Las partículas sólidas son generalmente granos minerales de distintos tamaños y formas, mezclados en cualquier proporción. Estas partículas sólidas pueden clasificarse en varios componentes, cada uno de los cuales contribuye en parte a las propiedades físicas del total. La clasificación de suelos se entenderá mejor considerando en primer lugar las propiedades de estos componentes. Los apartados 5.14, 5.15 y 5.16 describen los componentes del suelo y definen los conceptos utilizados en el estudio. La sección 5.17 contiene un esquema de clasificación de los suelos que se encuentran más frecuentemente en la naturaleza, según el "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos" (figura 5-12). La figura 5-4 proporciona una comparación de los tamaños de partícula de los sistemas de clasificación Unificado, AASHTO y USDA soil classification system. Como datos adicionales a la clasificación, es importante

UDHCONECTA.COM

incluir una descripción adecuada del suelo en un informe acompañado de testigos de exploración. La hoja de clasificación describe cada clase de suelo y da algunos ejemplos. En el apartado J se dan otros datos para la identificación de suelos. El apartado 5.18 establece una comparación de las propiedades ingenieriles de los suelos típicos de cada grupo.

5.14. Componentes del Suelo.

(a) *Tamaño.*-Las partículas mayores de 3 pulgadas (7,62 cm.) están excluidas del Sistema Unificado de Clasificación de suelos. Sin embargo, el material que sobrepasa este tamaño puede tener gran importancia en la elección de canteras de material para terraplenes; por eso, los informes sobre las muestras siempre contienen datos de la cantidad y tamaño de las partículas mayores de 3 pulgadas (7,62 cm.). Para conocer la definición de los términos aplicados al material de más de 3 pulgadas (cantos rodados y bolos) ver el apéndice D.

Dentro del tamaño considerado en la clasificación se hacen dos grandes divisiones: partículas de grano grueso y de grano fino. Se consideran partículas de grano grueso las mayores que el tamiz 200 (0,075 mm.) y se subdividen como sigue:

- Grava (G): De 3 pulgadas (7,62 cm) al Nº 4. (3/16 pulgadas, igual a 4,76 mm.).

  Grava gruesa.-De 3 pulgadas a 3/4 de pulgada (7,62 cm. a 1,90 cm.)

  Grava fina.- De ¾ pulgadas al Nº 4.

- Arena (S): Partículas que pasan por el tamiz Nº4 (3/16 pulgadas) (4,74 cm.) al tamiz Nº200.

  Arena gruesa.-Pasa por el tamiz Nº 4 al tamiz Nº 10.

  Arena media.-Pasa por el tamiz Nº 10 y no por el tamiz Nº 40.

  Arena fina.-Pasa por el tamiz Nº 40 y no por el tamiz Nº 200.

Para la clasificación visual, 1/4 de pulgada (6,35 milímetros) se considera equivalente al tamiz Nº 4, y el tamiz Nº 200 es aproximadamente el tamaño más pequeño de partículas que pueden distinguirse aisladas, a simple vista.

Los granos finos son menores que el tamaño del tamiz Nº 200 y son de dos tipos: limos (M) y arcillas (C). Los sistemas de clasificación antiguos definían la arcilla como aquellas partículas menores de 5 micras (0,005 mm.) o 2 micras (0,002 milímetros), y el limo como finos de mayor tamaño que las arcillas. (Ver figura 5-4) Sin embargo, es una idea equivocada suponer que las características típicamente ingenieriles de estos materiales dependen únicamente del tamaño de sus granos. Existen depósitos naturales de roca finamente disgregada que tiene todas las propiedades del limo y ninguna de la arcilla, y está constituida totalmente por granos menores de 5 micras. Por el contrario hay arcillas cuyos principales componentes son partículas mayores de 0,005 mm, pero contienen pequeñas cantidades de granos extremadamente finos, esto es, partículas de tamaño coloidal. En el USCS, el limo y la arcilla no se diferencian en esta clasificación por el tamaño de sus partículas, sino por su comportamiento.

La materia orgánica (O) es a menudo uno de los componentes del suelo, pero no tiene tamaño específico. Se distingue por la composición de sus partículas, en vez de por sus tamaños, que van desde las partículas de tamaño coloidal, con dimensiones moleculares, a piezas fibrosas, residuos de la descomposición de materia vegetal, de varios centímetros de longitud.

(b) *Granulometría.*-La cantidad de los distintos tamaños de granos que se presentan en un suelo se puede determinar en el laboratorio por medio del cribado, si los granos son gruesos, y por sedimentación (análisis húmedo mecánico) para los finos, según se describirá en el apartado 5-49(a). Los resultados del laboratorio se dan corrientemente en forma de curva acumulativa. Para suelos que tengan

principalmente granos gruesos, la distribución de tamaños revela bastante de las propiedades físicas del material. Por el contrario, el tamaño del grano es mucho menos significativo para suelos con preponderancia de finos.

Las granulometrías típicas de los suelos son:

- Bien graduado (W).-Buena representación de todos los tamaños del mayor al más pequeño.
- Mal graduado (P).-Uniforme, la mayor parte de las partículas son del mismo tamaño; graduación discontinua, ausencia de uno o más tamaños intermedios.

En el campo se estima si el suelo está bien o mal graduado mediante un examen visual. En el laboratorio el tipo de granulometría se puede determinar con la ayuda de criterios basados en el tamaño medio de las partículas y en la forma de la curva granulométrica. La medida del tamaño medio se denomina coeficiente de uniformidad, *Cu*, cociente entre (D_{60}) y (D_{10}), en donde (D_{60}) y (D_{10}) son respectivamente los diámetros de partículas tales que el 60 por 100 y el 10 por 100 del total de la muestra son más finas. La forma de la curva granulométrica viene dada por el coeficiente de curvatura *Cc* que es igual a $(D_{30})^2/(D_{60})\,(D_{10})$. En la figura 5-7 se muestra una típica curva granulométrica.

(c) *Angulosidad.*- La angulosidad de las partículas individuales del suelo puede afectar sus propiedades físicas. La angulosidad de partículas se describe como redondeado, cuasiredondo, cuasiangular, y angular. Estos rangos de angulosidad se muestran en figura 5-8. Puede usarse un rango de angulosidad, por ejemplo, "cuasiredondo a redondeado".

(d) *Forma.*-La forma es la característica de la angulosidad y puede afectar a los efectos ingenieriles y a las propiedades físicas del suelo. Las formas de las gravas, bolos, y cantos rodados de una porción de suelo pueden describirse como planos, alargados y planos y alargados. Si no, no hace falta mencionar la forma. Hay que indicar la fracción de partículas que tienen una forma determinada, por ejemplo, " un tercio de las partículas de grava son planas".

5.15. Humedad del Suelo.

Una masa de suelo tiene tres constituyentes, granos, aire y agua. En suelos constituidos principalmente por finos, la cantidad de agua que ocupa sus huecos tiene un efecto pronunciado sobre sus propiedades. Se definen tres estados de consistencia posibles de los suelos:

1. Estado líquido, en el cual el suelo es una suspensión de partículas o se comporta como un fluido viscoso.

2. Estado plástico, en el cual el suelo puede ser deformado y moldeado sin recuperación elástica, cambio de volumen, agrietamiento o desmenuzamiento.

3. Estado sólido, en el cual el suelo se agrieta al ser deformado o bien goza de la propiedad de recuperación elástica.

Para definir estos estados del suelo se considera solamente la fracción de suelo que pasa por el tamiz número 40 (límite superior de la arena fina). Para esta fracción de suelo se denomina límite líquido (LL) al contenido de agua, expresado en tanto por ciento del peso seco del suelo, en el momento en que pasa del estado líquido al estado plástico. Para determinar el límite líquido, se utiliza un equipo para realizar un ensayo estándar en el laboratorio (fig. 5-9), según se describe en el apartado 5.49(c). Del mismo modo, al contenido de agua en el límite entre los estados plástico y sólido, se le denomina límite plástico (LP). El ensayo de laboratorio descrito en el apartado 5.49(c), consiste en la determinación del contenido de humedad que tiene el suelo cuando unos pequeños cilindros amasados con él se desmoronan al hacerlos rodar entre una mesa y la mano (fig. 5-10).

UDHCONECTA.COM

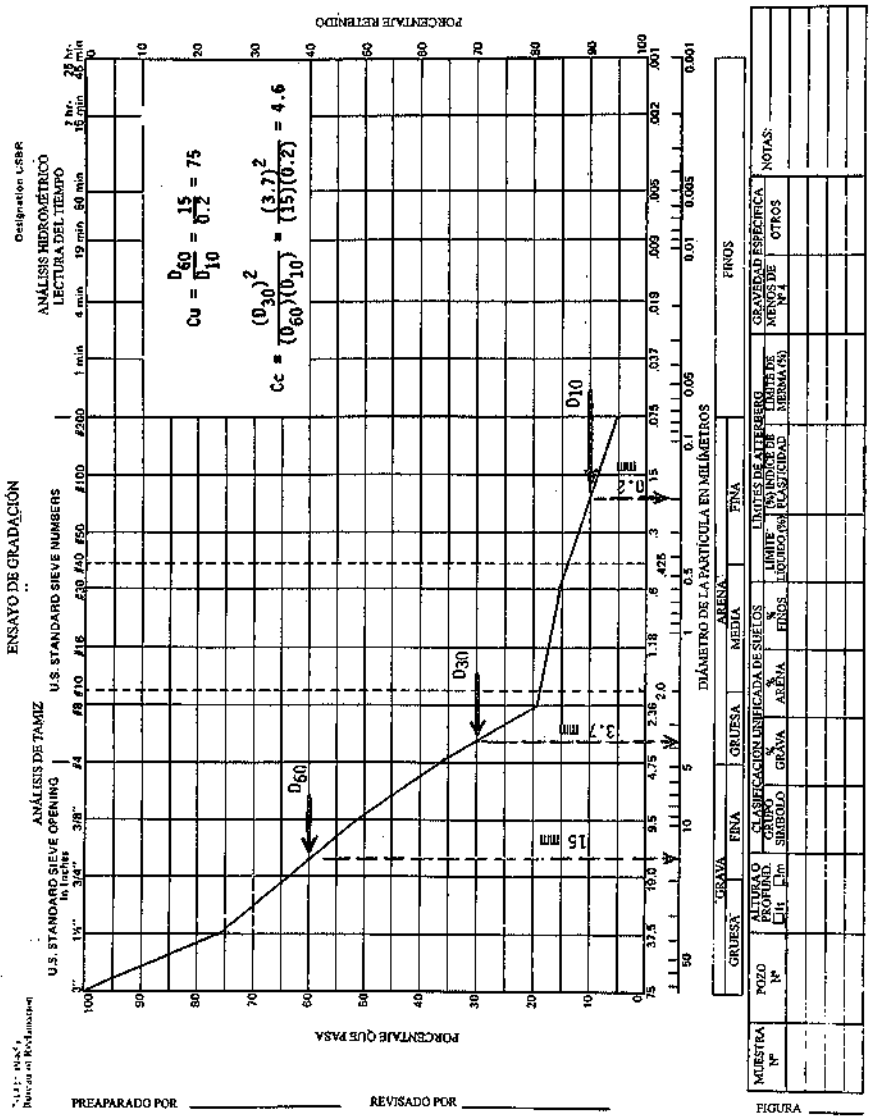


Figura 5-7.-Curva granulométrica típica de un suelo.

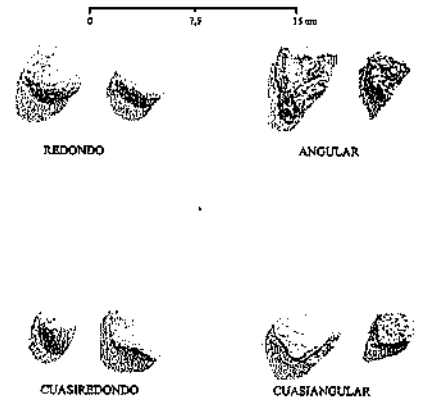


Figura 5-8.-Angulosidad típica de granos gruesos. PX-D-16266.

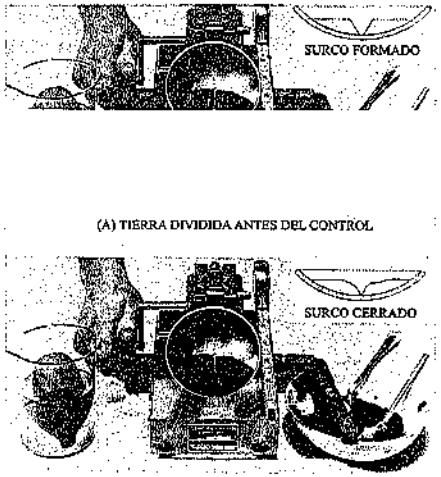


Figura 5-9.-Ensayo para el límite líquido. PX-D-17009

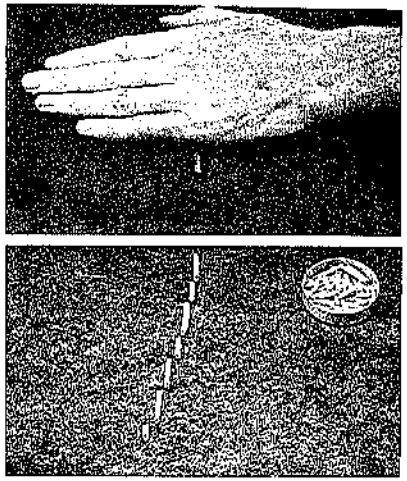


Figura 5-10.-Ensayo para determinar el límite plástico. PX-D-16530

La diferencia entre los límites líquidos y plásticos corresponde al tanto por ciento de contenido de agua que tiene el suelo cuando se encuentra dentro de los límites del estado plástico. Esta diferencia se denomina índice de plasticidad (IP). Los suelos muy plásticos tienen un IP elevado; en un suelo no plástico, los límites plástico y líquido coinciden y su IP es cero.

Estos límites de consistencia, llamados "límites de Atterberg", nombre de un científico sueco, son los usados, en el Sistema de Clasificación de Suelos, como base para la diferenciación en el laboratorio, entre materiales de cierta plasticidad (arcillas) de los materiales poco o nada plásticos (limos), como se muestra en la figura 5-12. Con suficiente experiencia, el Ingeniero puede hacer una estimación bastante buena a simple vista de los límites de Atterberg. Existen, sin embargo, tres ensayos manuales muy simples para la identificación y clasificación en el campo de los suelos y para determinar si la parte de finos de un suelo es limosa o arcillosa, sin necesidad de recurrir a los límites de Atterberg. Estos ensayos, que

UDHCONECTA.COM

forman parte del procedimiento de campo del Sistema de Clasificación de Suelos (ver USBR 5005 [7]),son los siguientes:

- Dilatancia (reacción a sacudidas repetidas).
- Resistencia en seco (características de aplastamiento).
- Tenacidad (consistencia en las proximidades del límite plástico).

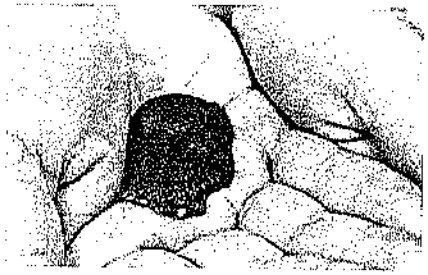
Estos ensayos se estudian a continuación.

5.16. Propiedades de los Componentes del Suelo.

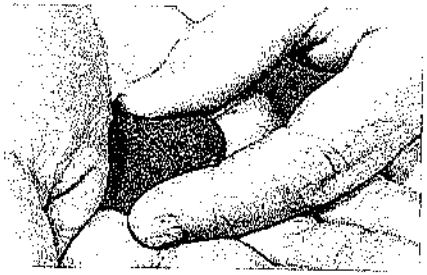
(a) *Grava y arena.*-Estas dos componentes de grano grueso del suelo (grava y arena), tienen esencialmente las mismas propiedades ingenieriles, y difieren principalmente en la cuantía en que las presentan. La división de grava y arena según su tamaño por el tamiz N°4 es arbitraria y no corresponde a un cambio de propiedades. Las gravas y arenas bien graduadas y compactadas son materiales estables. Los suelos de grano grueso sin mezcla de finos son permeables, fáciles de compactar, poco sensibles a la humedad y resistentes a la acción de la helada. Aunque estas propiedades están afectadas por la forma de los granos y la granulometría tanto como por el tamaño, las gravas son generalmente más permeables, más estables y menos sensibles al agua y al hielo que las arenas, suponiendo que ambas tienen la misma cantidad de finos.

Conforme la arena va haciéndose más fina y uniforme se va aproximando a las características del limo, con la correspondiente pérdida en permeabilidad y de estabilidad en presencia del agua. Las arenas muy finas y uniformes son difíciles de distinguir a simple vista del limo; la arena seca, sin embargo, no tiene cohesión (los granos están disgregados) y es áspera al tacto, en contraste con la ligera cohesión y suave tacto del limo seco.

(b) *Limo y arcilla.*-Aún en pequeñas proporciones, los finos pueden tener un importante efecto en las propiedades de los suelos de que forman parte. Un 10 por 100 de partículas que pasen por el tamiz 200 (0,075 mm.) en una mezcla de grava y arena puede hacer que el suelo sea prácticamente impermeable, especialmente si los gruesos están bien graduados. Igualmente pueden ser susceptibles a la helada, arenas bien graduadas y gravas que contengan menos del 10 por 100 de finos. La calidad de los materiales granulares empleados en carreteras se pueden mejorar añadiendo una pequeña cantidad de arcilla que actúe como ligante de las partículas de grava y arena.



(A) REACCIÓN A LA AGITACIÓN



(B) REACCIÓN AL ESTRUJAMIENTO

Figura 5-11.-Ensayos de dilatancia para limos. PX-D-16335.

Los suelos que contienen gran cantidad de limo y arcilla son los que más preocupaciones causan al Ingeniero. Estos materiales sufren marcados cambios en sus propiedades físicas según sea su contenido de agua. Una arcilla seca y dura, por ejemplo, puede ser buen cimiento para grandes cargas en tanto que esté seca, pero se convertirá en un cenagal cuando se humedezca. Muchos suelos de grano fino comprimidos en estado seco, se expanden al humedecerse, lo que puede ser perjudicial para las estructuras cimentadas sobre ellos o construidas con ellos. Las propiedades de algunos suelos con gran contenido de finos varían considerablemente de su estado natural a cuando han sido perturbados, aunque no cambie su contenido de agua. Los depósitos de partículas finas que han estado sujetos a cargas durante siglos, adquieren frecuentemente una estructura que le confiere al material unas propiedades que se conservan únicamente mientras está inalterado. Cuando se extrae el suelo para su uso como material de construcción o cuando se perturba el terreno natural, por ejemplo al hincar pilotes, se destruye su estructura y sus propiedades cambian radicalmente.

Los limos se diferencian de las arcillas en características muy importantes, pero debido a su aparente similitud, se han confundido algunas veces dando lugar a desgraciadas consecuencias. El limo y la arcilla secos y pulverizados son idénticos, pero se reconocen fácilmente por su conducta en presencia del agua. La correcta clasificación de los limos y arcillas es parte esencial del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS).

Los limos son los finos no plásticos; son inestables en presencia del agua y tienen tendencia a mostrarse "brillantes" cuando están saturados; son relativamente permeables, difíciles de compactar y muy susceptibles a las heladas. Las masas de limo cambian de volumen al cambiar de forma (propiedad que se conoce por dilatancia), en contraste con las arcillas que lo conservan (propiedad plástica). La dilatancia junto con el aspecto brillante que presenta su superficie al hacer vibrar la pasta de limo en la palma de la mano, son métodos sencillos para su identificación cuando se encuentran en estado húmedo. El ensayo de sacudimiento puede observarse en la figura 5-11 y se describe en USBR 5005 [7]. Cuando están secos los limos se pueden pulverizar fácilmente apretándolos con los dedos (señal de su poca resistencia en estado seco) y son suaves al tacto en contraste con la aspereza de la arena fina.

Los limos difieren entre ellos en el tamaño y forma de sus granos, lo que se refleja principalmente en su compresibilidad. Cuanto más elevado sea el límite líquido de un limo más compresible será, suponiendo que los que se comparan tienen la misma historia geológica. El límite líquido de un limo inorgánico de grano redondeado es aproximadamente de 30 %, mientras que un limo con gran proporción de mica o diatomeas (también llamadas limos elásticos), constituido principalmente por partículas lajosas, puede alcanzar un límite líquido de 100 por ciento.

Las arcillas son los finos plásticos. Oponen poca resistencia a la deformación cuando están húmedas, pero secas forman masas duras y cohesivas. Las arcillas son prácticamente impermeables, difíciles de compactar cuando están húmedas o imposibles de drenar por medios ordinarios. Es característico de las arcillas los grandes cambios de volumen que sufren cuando varía su contenido de agua. El pequeño tamaño y la forma de laja de sus partículas, en unión de su composición mineral dan lugar a un material compresible y plástico. Generalmente, cuanto más alto es el límite líquido de una arcilla más compresible es ésta. Por lo tanto, en el USCS el límite líquido se usa para distinguir entre arcillas de alta compresibilidad (H) de las de baja compresibilidad (L). Las diferencias en la plasticidad de las arcillas vienen dadas por su índice de plasticidad (IP). A igualdad de límite líquido es más cohesiva la arcilla cuyo índice de plasticidad es más alto.

La diferenciación entre arcillas en el campo se realiza mediante el ensayo de tenacidad, consistente en moldear el suelo húmedo y formar con él unos bastoncillos hasta que se produzca la disgregación, y por la prueba de resistencia en seco, que mide la resistencia a la rotura y pulverización.

UDHCONECTA.COM

CRITERIOS PARA ASIGNAR GRUPO DE SÍMBOLOS Y GRUPO DE NOMBRE UTILIZANDO ENSAYOS DE LABORATORIO [a]				CLASIFICACIÓN DE SUELOS	
				GRUPO SÍMBOLO	GRUPO NOMBRE [b]
SUELOS DE GRANO GRUESO más del 50 % retenidos en el tamiz Nº 200	GRAVAS Más del 50 % de fracción gruesa retenida en el tamiz Nº 4	GRAVAS LIMPIAS menos del 5 % de finos [c]	$Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$ [e]	GW	Grava bien graduada [f]
			$Cu < 4$ y/ó $1 > Cc > 3$ [e]	GP	Grava pobremente graduada [f]
		GRAVAS CON FINOS Más del 12 % de finos [c]	Finos clasificados como ML ó MH	GM	Grava limosa [f, g, h]
			Finos clasificados como CL ó CH	GC	Grava arcillosa [f, g, h]
	ARENAS 50 % ó más de fracción gruesa que pasa por el tamiz Nº 4	ARENAS LIMPIAS Menos del 5 % de finos [d]	$Cu \geq 6$ y $1 \leq Cc \leq 3$ [e]	SW	Arena bien graduada [i]
			$Cu < 6$ y/ó $1 > Cc > 3$ [e]	SP	Arena pobremente graduada [i]
		ARENAS CON FINOS Más del 12 % de finos [d]	Finos clasificados como ML ó MH	SM	Arena limosa [g, h, i]
			Finos clasificados como CL ó CH	SC	Arena arcillosa [g, h, i]
SUELOS DE GRANO FINO 50 % ó más que pasa por el tamiz Nº 200	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido menos de 50	Inorgánico	PI > 7 y dibujado en ó por encima de la línea "A" [j]	CL	Arcilla delgada [k, l, m]
			PI < 4 ó dibujado por debajo de la línea "A" [j]	ML	Limo [k, l, m]
		orgánico	$\frac{\text{Límite líquido - horno seco}}{\text{Límite líquido - no seco}} < 0{,}75$	OL	Arcilla orgánica [k, l, m, n] Limo orgánico [k, l, m, o]
	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido 50 ó más	Inorgánico	PI dibujado en ó por encima de la línea "A"	CH	Arcilla grasa [k, l, m]
			PI dibujado por debajo de la línea "A"	MH	Limo elástico [k, l, m]
		orgánico	$\frac{\text{Límite líquido - horno seco}}{\text{Límite líquido - no seco}} < 0{,}75$	OH	Arcilla orgánica [k, l, m, p] Limo orgánico [k, l, m, q]
Suelos muy orgánicos		Materia principalmente orgánica, de color oscuro y olor orgánico		PT	Turba

a. Basado en el material que pasa por el tamiz de 75 mm (3 pulgadas).
b. Si el ejemplo presentado contiene gravas y/o cantos rodados, agregar al nombre de grupo "con gravas y/o cantos rodados".
c. Gravas con de 5 a 12 % de finos requiere doble símbolo
GW-GM grava con limos bien graduada
GW-GC grava con arcilla bien graduada
GP-GM grava con limos pobremente graduada
GP-GC grava con arcilla pobremente graduada
d. Arenas con de 5 a 12 % de finos requiere doble símbolo
SW-SM arena con limos bien graduada
SW-SC arena con arcilla bien graduada
SP-SM arena con limos pobremente graduada
SP-SC arena con arcilla pobremente graduada
e. $Cu = D_{60}/D_{10}$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$
f. Si el suelo contiene ≥ 15 % de arena, agregar al nombre de grupo "con arena".
g. Si se clasifican suelos como CL-ML, usar doble símbolo GC-GM, SC-SM.
h. Si son finos orgánicos, agregar al nombre de grupo "con finos orgánicos".
i. Si el suelo contiene ≥ 15 % de grava, agregar al nombre de grupo "con grava".
j. Si el límite líquido y el índice de plasticidad se dibujan en el área rayada en el gráfico de plasticidad, el suelo está en CL-ML, arcilla limosa.
k. Si el suelo contiene de 15 al 29 % más de Nº 200, agregar "con arena" ó "con grava" a lo que sea predominante.
l. Si el suelo contiene ≥ 30 % más de Nº 200, predominantemente arena, agregar "arenoso" al nombre de grupo.
m. Si el suelo contiene ≥ 30 % más de Nº 200, predominantemente grava, agregar "gravoso" al nombre de grupo.
n. PI ≥ 4 y dibujado en ó por encima de la línea "A".
o. PI < 4 ó dibujado por debajo de la línea "A".
p. PI dibujado en ó por encima de la línea "A".
q. PI dibujado por debajo de la línea "A".

Figura 5-12. – Tabla de clasificación de suelos (Método de laboratorio). (Parte 1 de 2).

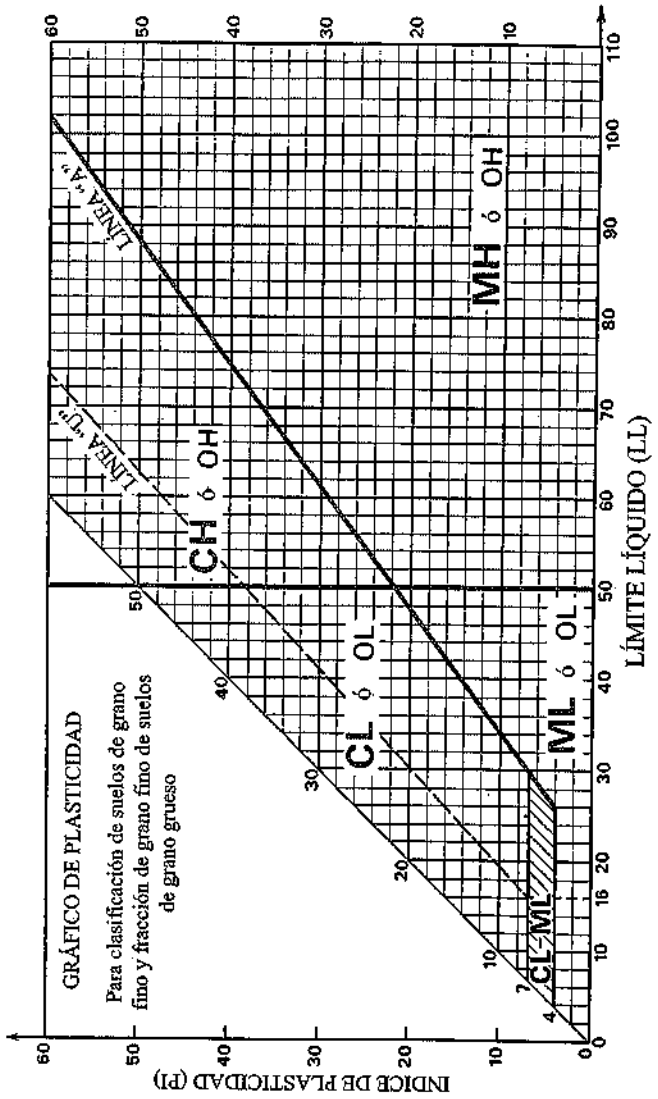


Figura 5-12. – Tabla de clasificación de suelos (Método de laboratorio). (Parte 2 de 2).

UDHCONECTA.COM

Los ensayos de tenacidad y resistencia se indican en USBR 5005 [7]. Con algo de experiencia en la ejecución de estos ensayos, las arcillas de baja compresibilidad y plasticidad (L) pueden distinguirse rápidamente de las de alta compresibilidad y plasticidad (H).

(c) *Materia, orgánica*.-La materia orgánica en forma de partículas vegetales descompuestas es el componente primario de los suelos turbosos. Diversas cantidades de materia vegetal finamente dividida se encuentran en sedimentos plásticos y no plásticos y a menudo afectan a las propiedades del suelo lo suficiente para influir en su clasificación. Por lo tanto, existen limos orgánicos y arcillas limosas de baja plasticidad y arcillas orgánicas de media y alta plasticidad. Incluso pequeñas cantidades de materia orgánica en forma coloidal en una arcilla, puede ocasionar un incremento apreciable del límite líquido sin que varíe su índice de plasticidad. Los suelos orgánicos son de color negro o gris oscuro y frecuentemente tienen un olor putrefacto característico. Las arcillas orgánicas son esponjosas en estado plástico comparadas con las inorgánicas. La tendencia de los suelos de alto contenido en materia orgánica a la creación de oquedades internas por pudrición y a cambiar sus características físicas por alteración química, los hace indeseables para fines ingenieriles. Los suelos con pequeño contenido de materia orgánica son mucho más compresibles e inestables que los suelos inorgánicos y, por lo tanto, poco aprovechables en ingeniería.

5.17. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS).

(a) *Generalidades*.-Los suelos en la naturaleza rara vez existen separados como grava, arena, limo, arcilla o materia orgánica, sino que se encuentran formando una mezcla con proporciones diversas de estos componentes. El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, está basado en la identificación del tipo y componentes predominantes, teniendo en cuenta el tamaño de las partículas, la granulometría, plasticidad y compresibilidad. A este fin los suelos se dividen en tres grandes grupos: Suelos de grano grueso, Suelos de grano fino y Suelos orgánicos (turbosos). En el campo la identificación se hace mediante examen visual para los de grano grueso y por ensayos manuales muy sencillos los de grano fino. En el laboratorio se usan la curva granulométrica y los límites de Atterberg. Los suelos orgánicos (Pt) son rápidamente identificados por el color, olor, aspecto esponjoso y textura fibrosa. No se subdividen.

(b) *Clasificación en el campo*.-Una muestra representativa del terreno (excluyendo las partículas mayores de 3 pulgadas, 7,6 cm.) se clasifica primeramente como grano grueso o grano fino, estimando si el 50 por 100 en peso de las partículas pueden apreciarse, a simple vista, aisladas. Los suelos que contengan más del 50 por 100 de partículas que se pueden distinguir, son suelos de grano grueso; los que tengan menos del 50 por 100 suelos de grano fino. En el primer caso, se identifica como grava estimando si el 50 por 100 o más, en peso, de los gruesos son mayores que la abertura del tamiz N° 4 (6 mm. aproximadamente). En caso contrario se clasifica como arena.

Si el suelo es una grava, el siguiente paso es clasificarla como "limpia" (cuando contiene pocos o ningún fino) o "sucia" (con cantidad apreciable de finos). Para las gravas limpias, la clasificación final se hace mediante su granulometría; las gravas bien graduadas pertenecen al grupo GW, y las gravas con granulometría uniforme o discontinua pertenecen al grupo GP; las gravas sucias son de dos tipos: las que contienen finos no plásticos (limosas) (GM) y las de finos plásticos (arcillosas) (GC). La determinación de si los finos son limosos o arcillosos se verifica por las tres pruebas manuales para suelos de grano fino.

Si el suelo se clasificó como arena, se siguen los mismos pasos y criterios que para las gravas para determinar si es arena bien graduada (SW), arena mal graduada (SP), arena con finos limosos (SM) o arena con finos arcillosos (SC).

Si el material es predominantemente de grano fino (más del 50 por 100 en peso), se clasifica en uno de los seis grupos (ML, CL, OL, MH, CH, OH), estimando su dilatancia (reacción a las sacudidas), resistencia en seco (resistencia a la pulverización) y tenacidad (consistencia cerca del límite plástico) y comprobando si es orgánico o inorgánico.

Los suelos típicos de los distintos grupos se clasifican rápidamente por los procedimientos anteriores. Muchos suelos, sin embargo, pueden tener propiedades propias de dos grupos distintos, debido a que se encuentran en el límite entre ellos, tanto en el porcentaje de tamaños como en las características de plasticidad. Este tipo de suelos se clasifican, mediante los dos símbolos de grupo más próximos unidos, como por ejemplo GC/SC.

5.18. Características Ingenieriles de los Distintos Grupos de Suelos.

(a) *Generalidades*.-Aunque no hay sustitutos para los ensayos existentes para determinación de las propiedades ingenieriles de un suelo, pueden darse valores aproximados para los suelos típicos de cada grupo del USCS, basándose en los resultados de estudios estadísticos sobre los datos existentes (tabla 5-1). El intento de dar los datos del suelo en forma cuantitativa envuelve los siguientes riesgos: (1) el dato no sea representativo y (2) el uso en el proyecto de valores sin coeficientes de seguridad adecuados. En las fases de diseño, cuando se están estudiando diferentes zonas de extracción de materiales y diseñando las secciones, estos valores medios de las propiedades del suelo pueden ser tomados como referencias cualitativas. Puesto que los valores son comunes para cada grupo de suelo, la correcta clasificación del suelo es de fundamental importancia. Debe hacerse una comprobación de la clasificación realizada en el campo, por medio de ensayos granulométricos y de límites de Atterberg sobre muestras representativas de cada grupo encontrado.

La tabla 5-1 es un resumen de los valores obtenidos en más de 1.500 ensayos realizados entre 1960 y 1982 en los Laboratorios de Ingeniería del Bureau of Reclamation en Denver, Colorado, presentando los grupos principales de la clasificación y los grupos límites que se presentan con más frecuencia. Los datos para esta tabla se obtuvieron de informes que tenían suelos clasificados mediante ensayos de laboratorio de acuerdo a lo grupos de USCS. Los suelos fueron de los 17 Estados Occidentales de los Estados Unidos en los que trabaja el Bureau. Aunque la zona de muestras de los suelos ensayados es limitada, es lógico pensar que el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) no depende de la situación geográfica. El procedimiento para determinar cuáles de las muchas muestras obtenidas debían ser ensayadas, consistió en obtener una escala de valores representativos, puesto que las muestras fueron seleccionadas de suelos gruesos, finos y medios, dentro de una misma cantera.

Para cada una de las propiedades de un suelo se incluye en la tabla 5-1, la media, la desviación estándar, el número de ensayos realizados, el valor mínimo del ensayo, y el valor máximo del ensayo. Como todos los ensayos de laboratorio, excepto la prueba de permeabilidad en suelos de grano grueso, se hicieron con la fracción de suelo que pasa por el tamiz N°4, no se disponen de los valores medios de la mayoría de las propiedades de las gravas. Los valores de la tabla están sujetos a las inexactitudes a que dan lugar las distintas tomas de muestras y tienden a desviarse más de los valores medios verdaderos cuando el número de observaciones es pequeño.

Los valores de la máxima densidad seca Proctor y del contenido óptimo de humedad, peso específico, e índice de peso unitario máximo y mínimo se obtuvieron mediante los ensayos que se describen en el apartado 5.49.

UDHCONECTA.COM

Tabla 5-1.- Propiedades ingenieriles medias de suelos compactados. Procede de Western United Status. Ultima edición 6 de octubre de 1982.

Tipo suelo USCS	Densidad de referencia		Compactación Laboratorio		Peso especifico de referencia		Resistencia a cortante Media "in situ"		Cortante efectivo		
	Nº4 Menor	Nº4 Mayor	Peso especifico t/m³	% de humedad mezcla	Max. t/m³	Min. t/m³	Peso especifico t/m³	% de humedad mezcla	c', φ kg/cm²	grados	Lista de valores
	2,69	2,58	1,989	11,4	2,140	1,743	-	-	-	-	Valor medio
	0,02	0,08	0,051	1,2	0,167	0,163	-	-	-	-	Desv. estándar
GW	2,65	2,39	1,908	9,9	1,810	1,418	-	-	-	-	Valor máximo
	2,15	2,67	2,042	13,3	2,332	2,129	-	-	-	-	Valor mínimo
	16	9		5		16			0		Num. ensayos
	2,68	2,57	1,949	11,2	2,198	1,802	2,042	6,5	0,415	41,4	Valor medio
	0,03	0,07	0,095	2,2	0,101	0,133	0,115	1,2	-	2,5	Desv. estándar
GP	2,61	2,42	1,680	9,1	1,895	1,376	1,881	5,3	0,415	38,0	Valor máximo
	2,76	2,65	2,046	17,7	2,384	1,981	2,145	8,0	0,415	43,7	Valor mínimo
	35	12		15		34			3		Num. ensayos
	2,73	2,43	1.815	15,8	2,114	1,730	2,017	10,3	0,942	34,0	Valor medio
	0,07	0,18	0,184	5,8	0,050	0,003	0,014	1,2	0,260	2,6	Desv. estándar
GM	2,65	2,19	1,394	5,8	2,065	1,727	2,002	9,1	0,682	31,4	Valor máximo
	2,92	2,92	2,130	29,5	2,164	1,732	2,033	11,5	1,195	36,5	Valor mínimo
	34	17		36		2			2		Num. ensayos
	2,73	2,57	1,868	13,9	-	-	1,780	15,9	0,717	27,5	Valor medio
	0,08	0,21	0,125	3,8	-	-	0,167	1,6	0,105	7,2	Desv. estándar
GC	2,67	2,38	1,538	6	-	-	1,551	11,2	0,352	17,7	Valor máximo
	3,11	2,94	2,066	23,6	-	-	1,937	22,3	1,125	35,0	Valor mínimo
	34	6		37		0			3		Num. ensayos
	2,67	2,57	2,020	9,1	2,002	1,594	-	-	-	-	Valor medio
	0,03	0,03	0,096	1,7	0,096	0,114	-	-	-	-	Desv. estándar
SW	2,61	2,51	1,892	7,4	1,869	1,400	-	-	-	-	Valor máximo
	2,72	2,59	2,162	11,2	2,207	1,759	-	-	-	-	Valor mínimo
	13	2		1		12			0		Num. ensayos
	2,65	2,62	1,852	10,8	1,844	1,496	1,656	5,4	0,387	37,4	Valor medio
	0,03	0,1	0,155	2	0,115	0,141	0,234	-	0,211	2	Desv. estándar
SP	2,6	2,52	1,706	7,8	1,696	1,253	1,422	5,4	0,176	35,4	Valor máximo
	2,77	2,75	2,159	13,4	2,199	1,961	1,892	5,4	0,591	39,4	Valor mínimo
	36	3		7		39			2		Num. ensayos
	2,68	2,18	1,868	12,5	1,764	1,360	1,794	12,7	0,464	33,6	Valor medio
	0,06	0,11	0,143	3,4	0,139	0,127	0,178	5,4	0,394	5,7	Desv. estándar
SM	2,51	2,24	1,488	6,8	1,418	0,987	1,459	1,6	0,014	23,3	Valor máximo
	3,11	2,63	2,124	25,5	1,969	1,555	2,122	25	1,490	45,0	Valor mínimo
	149	9		123		21			17		Num. ensayos
	2,69	2,17	1,905	12,4	-	-	1,852	14,2	0,352	33,9	Valor medio
	0,04	0,18	0,095	2,3	-	-	0,226	5,7	0,176	2,9	Desv. estándar
SC	2,56	2,17	1,671	6,7	-	-	1,459	7,5	0,049	28,4	Valor máximo
	2,81	2,59	2,110	18,2	-	-	2,111	22,7	0,598	38,3	Valor mínimo
	88	4		73		0			10		Num. ensayos
	2,69	-	1,655	19,7	-	-	1,584	22,1	0,253	34,0	Valor medio
	0,09	-	0,167	5,7	-	-	0,184	8,9	0,302	3,1	Desv. estándar
ML	2,52	-	1,307	10,6	-	-	1,293	11,1	0,007	25,2	Valor máximo
	3,1	-	2,018	34,6	-	-	1,911	40,3	0,837	37,7	Valor mínimo
	65	0		39		0			14		Num. ensayos

Tipo suelo USCS	Densidad de referencia		Compactación Laboratorio		Peso especifico de referencia		Resistencia a cortante Media "in situ"		Cortante efectivo		
	Nº4 Menor	Nº4 Mayor	Peso especifico t/m³	% de humedad mezcla	Max. t/m³	Min. t/m³	Peso especifico t/m³	% de humedad mezcla	c', φ kg/cm²	grados	Lista de valores
	2,71	2,59	1,751	16,7	-	-	1,706	17,7	0,724	25,1	Valor medio
	0,05	0,14	0,088	2,9	-	-	0,125	5,1	0,534	7,0	Desv. estándar
CL	2,56	2,42	1,442	6,4	-	-	1,371	11,6	0,063	8,0	Valor máximo
	2,87	2,75	1,945	29,2	-	-	1,901	35	1,673	33,8	Valor mínimo
	270	3		221		0			31		Num. ensayos
	2,79	-	1,363	33,6	-	-	-	-	-	-	Valor medio
	0,25	-	0,037	1,6	-	-	-	-	-	-	Desv. estándar
MH	2,41	-	1,328	31,5	-	-	-	-	-	-	Valor máximo
	3,5	-	1,426	35,5	-	-	-	-	-	-	Valor mínimo
	10	0		5		0			0		Num. ensayos
	2,73	-	1,527	25,0	-	-	1,499	25,7	0,808	16,8	Valor medio
	0,06	-	0,106	5,4	-	-	0,130	5,7	0,520	7,2	Desv. estándar
CH	2,51	-	1,318	16,6	-	-	1,270	17,9	0,105	4,0	Valor máximo
	2,89	-	1,719	41,8	-	-	1,680	35,3	1,511	27,5	Valor mínimo
	74	0		36		0			12		Num. ensayos

Los grupos MH y CH no tienen límite superior del límite líquido en la clasificación; por lo tanto, es necesario definir cuáles de estos suelos están incluidos en la tabla. El máximo límite líquido para los suelos MH y CH que se ensayaron, fue de 82 y 86 respectivamente. Los suelos con límites líquidos superiores a éstos, tienen peores propiedades ingenieriles.

(b) *Resistencia a esfuerzo cortante*.-En los grupos de suelos se dan dos parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, c', y ϕ',. Los valores de c' y ϕ', son la ordenada en el origen y la pendiente, respectivamente, de la envolvente de los círculos de Mohr en pruebas de compresión triaxial (la representación de Mohr se da en la figura 5-13). La envolvente de los círculos de Mohr se obtiene ensayando varias probetas del suelo, cuya densidad sea la máxima seca Proctor y con contenido óptimo de humedad, en un aparato de compresión triaxial en el que se miden las presiones intersticiales durante el ensayo.

Las presiones efectivas se obtienen mediante substracción de las presiones intersticiales medidas de la presión total aplicada sobre la muestra. Los datos utilizados para completar la tabla 5-1 se han tomado de ensayos triaxiales de UU (sin consolidar-sin drenaje) y CU (consolidados-sin drenaje) ensayo triaxial de cortante con medida de presión en los poros del fluido y desde CD (consolidado y drenado).

Estos valores son los que se aplican a la ecuación de Coulomb para la obtención de la resistencia a esfuerzo cortante:

$$s = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \qquad (1)$$

donde:

s = resistencia a esfuerzo cortante

u = presión intersticial.

σ =presión normal aplicada.

ϕ'=ángulo de rozamiento interno efectivo y

c'=cohesión efectiva.

El estudio de la influencia de las presiones intersticiales en los ensayos de laboratorio excede los límites de este texto. La aplicación de la medida de la presión intersticial para el cálculo de la presión cortante de un suelo cohesivo se desarrolla en [7].El principio de la presión efectiva, que tiene en cuenta el valor de las presiones intersticiales, se utilizará en el estudio de recomendación de taludes que se efectúa en el Capítulo 6.

UDHCONECTA.COM

(c) *Permeabilidad.*-Los poros en la masa del suelo forman caminos continuos por los que el agua puede moverse. Estos pasos son de muchos tamaños y el recorrido del agua es tortuoso a través de ellos. Sin embargo, si se consideran en total, un número suficientemente grande de corrientes de agua, se puede determinar un flujo medio a través de la masa de suelo que, bajo determinadas condiciones, representará una propiedad del suelo.

En 1856, H. Darcy demostró experimentalmente que la cantidad de caudal de agua, q, que atraviesa un área transversal A, de un suelo, era directamente proporcional al gradiente hidráulico impuesto ($i=\Delta h/L$) o $q=kiA$. El coeficiente de proporcionalidad, k, se llama "Coeficiente de Permeabilidad de Darcy", "coeficiente de permeabilidad" (también denominado conductividad hidráulica) o "permeabilidad". La permeabilidad es la propiedad del suelo que indica con que facilidad el agua fluye a través de él. El uso de k en la estimación del flujo que atraviesa el suelo, se estudia en el apartado 6.9(b). Hay muchas unidades de medida de uso corriente para expresar el coeficiente de permeabilidad. Las unidades utilizadas en la figura 5-14 son pie por año (o pie cúbico por pie cuadrado por año). Un pie por año es aproximadamente igual a 10^{-6} centímetros por segundo.

La permeabilidad en algunos suelos es muy sensible a pequeños cambios en la densidad, humedad o granulometría. Debido a los amplios límites en que varía, un valor numérico de k debe considerarse tan sólo como orden de magnitud. Los suelos con permeabilidad menor de 10^{-6} centímetros por segundo, se suelen considerar como impermeables, los de permeabilidad entre 10^{-6} y 10^{-4} centímetros por segundo, como semi-impermeables y los de permeabilidad mayor de 10^{-4} centímetros por segundo como permeables. Estos valores, sin embargo, no son absolutos en lo que al proyecto de presas se refiere. Se han construido con buen resultado presas en las que existían algunas zonas con permeabilidad superior a los valores citados.

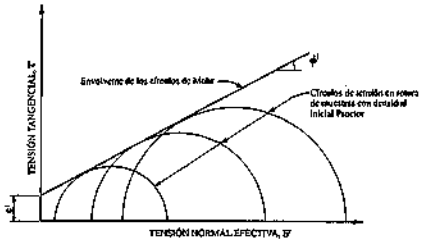


Figura 5-13.- Resistencia a esfuerzo cortante de los suelos compactados. 288-D-2474.

E. CLASIFICACION Y DESCRIPCIÓN DE LAS PROPIEDADES FÍSICAS DE LAS ROCAS

5.19. Generalidades.

(a) *Definición y tipos.* En un sentido amplio, se pueden definir las rocas como una unión de minerales. Sin embargo, para el Ingeniero, la palabra "roca" significa sustancias resistentes, coherentes y consolidadas que en la mayoría de los casos no se pueden excavar por métodos manuales. Tomando como base su origen, las rocas se clasifican en tres grandes grupos: ígneas, sedimentarias y metamórficas; cada uno de estos tipos se estudian con detalle en los apartados 5.20, 5.21 y 5.22 respectivamente.

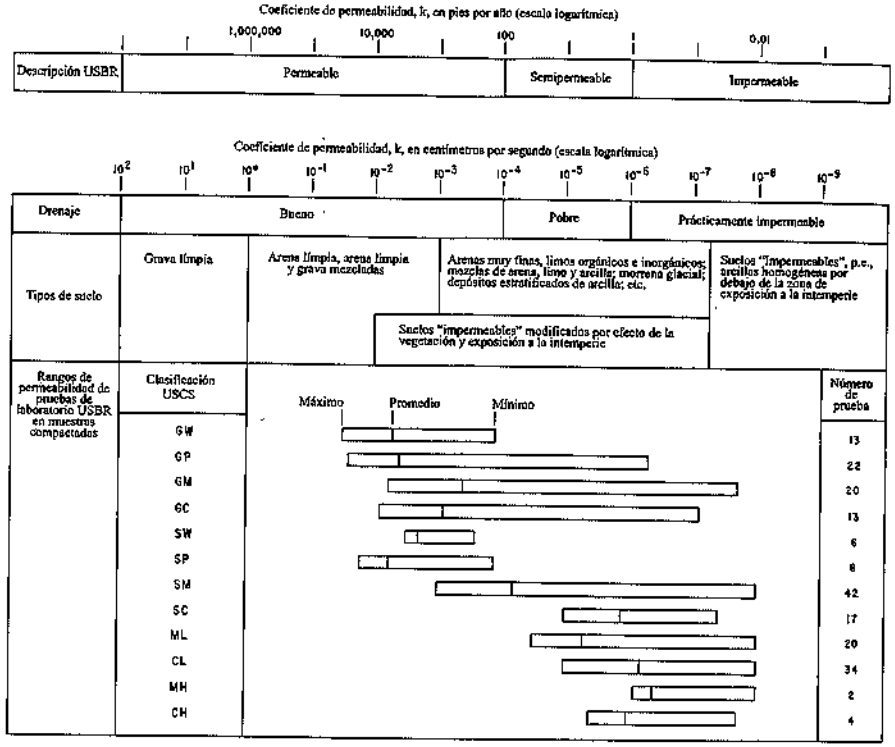


Figura 5-14.- Permeabilidad de suelos. (Según Casagrande y Fadum, 1940). 103-D-1860.

(b) *Identificación de los minerales.*-Las propiedades físicas características de un mineral, que son consecuencia de su composición química y su estructura molecular, sirven de base para una identificación rápida en el campo. Estas propiedades incluyen dureza, planos de corte, fracturas, brillo, color y vetas. Las características que pueden determinarse por simples ensayos de campo permiten en muchos casos la identificación de minerales e indirectamente la identificación de las rocas.

(1) *Dureza.*-La dureza de un mineral es la medida de su resistencia a la abrasión o a ser vetado. Universalmente se ha aceptado una sencilla escala de valores basados en ensayos empíricos. Los 10 minerales seleccionados como elementos de comparación ordenados de menor a mayor y numerados del 1 al 10.se incluyen en la tabla siguiente. Cuando se realice la prueba de dureza de un mineral, hay que hacerla siempre sobre una cara recién cortada y frotar la marca para tener la certeza de que al arañar la superficie, se ha formado un surco.

UDHCONECTA.COM

Mineral	*Dureza*
Talco o mica	1
Yeso (la uña del dedo tiene una dureza aproximada 2)	2
Calcita	3
Fluorita (el cobre tiene dureza entre 3 y 4)	4
Apatito (la hoja de un cuchillo dureza aproximada de 5)	5
Feldespato (el vidrio de ventana dureza aproximada 5.5)	6
Cuarzo	7
Topacio o berilo	8
Corindón	9
Diamante	10

(2) *Planos de corte.*-Se dice que un mineral tiene planos de crucero si se rompe según superficies planas y pulidas. Esta es una propiedad característica de algunos minerales que cuando se presenta es de gran valor para su identificación. Los planos de corte están dispuestos siempre según planos paralelos. Algunos minerales tienen un solo plano de corte, otros tienen dos, tres o más direcciones diferentes que forman entre ellas ángulos de un valor determinado. El número de direcciones y el ángulo según el que se cortan, permiten la identificación del mineral (fig. 5-15).

(3) *Fractura.*-La rotura de un mineral en cualquier dirección distinta de la de los planos de crucero se denomina fractura. En algunos casos, la forma de la fractura es muy útil en la identificación de campo. El tipo corriente de fractura es concóide si la fractura tiene superficies concéntricas del aspecto de la concha de un molusco; irregular, si la superficie es quebrada y astillosa si tiene aspecto de madera rota.

(4) *Brillo.*-El brillo de un mineral es el aspecto de su superficie según la calidad o intensidad de la luz que refleja. De acuerdo con esta propiedad se clasifican los minerales en dos grandes grupos, metálicos y no metálicos. Los minerales metálicos son opacos o casi opacos, mientras que los minerales no metálicos son transparentes en sus bordes

(5) *Color.*-El color de un mineral, como criterio para su clasificación, debe emplearse con precaución, pues algunos presentan una amplia gama de colores sin cambio apreciable de su composición.

(6) *Vetas.*-El color del polvo de un mineral, que se obtiene por frotamiento sobre un material blanco, preferiblemente porcelana sin brillo, se denomina "su veta". La veta de un mineral es completamente estable dentro de una escala dada, aunque varía su color.

(c) *Minerales más comunes en la formación de las rocas.*- Solamente unos doce minerales de las 2.000 variedades conocidas, se encuentran en la mayoría de las rocas comunes. A continuación se describen los más importantes de estos minerales :

- *Cuarzo.*-Dióxido de sílice. Es el segundo mineral más común que hay en las rocas. Dureza 7, raya el cristal con facilidad; sin planos de corte; fractura concoidea; brillo, vítreo. Las variaciones corrientes son generalmente blancas o incoloras, con veta blanca o incolora.
- *Grupo del feldespato.*-Silicato de potasio y aluminio o silicato de sodio, calcio y aluminio. Dureza 6, raya el cristal con dificultad; brillo vítreo; veta blanca. La ortosa es una variedad corriente, rica en potasio, que puede ser incolora, blanca, gris, rosada o roja, y tiene dos direcciones de planos de corte que forman 90° (N°1 en la fig. 6-15). Los feldespatos ricos en sodio y calcio, comúnmente denominados plagioclasas, son de distintos tonos grises, con dos planos de crucero que forman ángulos próximos a 90° y que se pueden distinguir de la ortosa por la presencia de estrías paralelas en la superficie de dichos planos.

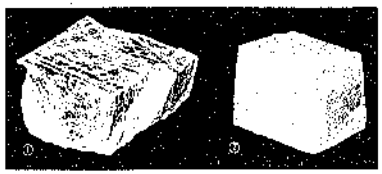


Figura 5-15.- Planos de corte de minerales. 288-D-2918

- *Grupo de la mica.*-Silicatos complejos de aluminio y potasio, frecuentemente con magnesio, hierro y sodio. Dureza 2 a 3; puede ser rayada con la uña; fácil plano de exfoliación en una dirección; brillo vítreo o nacarado; transparente con distintos tonos de amarillo, marrón, verde, rojo y negro en muestras de poco espesor; veta blanca. La característica fundamental de este grupo es que sus minerales se pueden exfoliar fácilmente en laminillas extremadamente finas y flexibles. Dos variedades representativas son la Biotitas (negras) y Moscovitas (blancas).
- *Grupo de las anfibolitas.*-Silicatos complejos de calcio, magnesio y hierro. Dureza 5 a 6; planos de corte en dos direcciones y ángulo de 56° y 124°; color del verde claro al oscuro hasta el negro; veta desde blanca a gris verdosa. Variedad corriente es la hornablenda, que se distingue de los demás anfíboles por su color oscuro.
- *Grupo de los piroxenos.*-Silicatos complejos de calcio y hierro, de composición química análoga a los anfíboles. Dureza 5 a 6; las direcciones de los planos de crucero forman ángulos de 87° y 93°, característica que sirve para distinguir los minerales de este grupo de los del anterior; color del verde claro al oscuro hasta el negro; veta desde blanca a gris verdosa. Variedad corriente es la augita, que se distingue de la hornablenda por el ángulo de sus planos de crucero.
- *Olivino.*-Silicato de magnesio y hierro. Dureza 6,5 a 7. Amorfo; brillo vítreo; color desde oliva al gris verdoso y hasta marrón; veta blanca o incolora. Características importantes de este mineral es su tendencia a descomponerse en pequeños granos, debido a su textura granular.
- *Calcita y dolomita.*-Carbonato cálcico y carbonato cálcico-magnésico. Dureza 3 y 3,5 hasta 4; planos de crucero perfectos en tres direcciones (N° 2 en la figura 5-15); brillo vítreo o nacarado; corrientemente blanca o incolora, pero puede presentarse con tonos grises, rojos, verdes, azules o amarillos; veta blanca. La calcita puede encontrarse en cristales de gran tamaño, mientras que la dolomita se presenta generalmente en masas granulares. Aparte de ser dos minerales comunes en rocas, estos dos carbonatos son importantes agentes cementantes.
- *Minerales arcillosos.*-Silicatos alumínicos hidratados de gran complejidad. Dureza 2 a 2,5. Brillo mate terroso; colores blanco, gris, verdosos y amarillentos. Los tres grupos más importantes de minerales arcillosos son la caolinita, la montmorillonita y la illita. Casi todas las arcillas contienen uno o más de estos grupos. Los minerales arcillosos solamente se pueden distinguir con el microscopio y con los rayos X. Se presentan generalmente en masas de grano muy fino, formando escamas delgadas como la mica.
- *Limonita y hematita.*-Hidróxido férrico y óxido férrico. Dureza 5,5 y 6,5; amorfos; color marrón oscuro a negro y rojo oscuro a negro, según la variedad. La limonita tiene una veta pardo amarillenta y se encuentra en masas terrosas oscuras formando nódulos sin estructura cristalina aparente. La hematita tiene una veta de color rojo brillante; se encuentra en masas terrosas, pero en ocasiones toma el aspecto de concreciones en forma de riñón, conocidas con el nombre de mineral de riñón, y en masas escamosas, conocidas por hierro especular. La limonita y la hematita son minerales colorantes y cementantes de muchas rocas, especialmente del grupo de las sedimentarias.

5.20. Rocas ígneas.

(a) *Generalidades.*-Las rocas ígneas son también comúnmente conocidas como rocas primarias. Son aquellas rocas que se han solidificado de una masa en fusión, llamada magma, en el interior de la tierra (rocas

UDHCONECTA.COM

intrusivas) (figura 5-16), o de la lava desparramada sobre la superficie terrestre (rocas efusivas). Las rocas ígneas difieren entre ellas en la composición química del magma que las originó y en las distintas condiciones físicas bajo las cuales se solidificó el magma.

Los diques son masas tabulares de roca ígnea solidificada entre las grietas de las rocas que la rodean, formando un cierto ángulo con los estratos de la formación adyacente (fig. 5-17). Los diques-capa son de características similares, pero paralelos a los planos de estratificación de las rocas que los contienen. El espesor de ambos puede variar desde unos centímetros a varios cientos de metros, pero esta dimensión es generalmente pequeña, comparada con la longitud y anchura de la masa en la que está introducido. Las masas muy grandes e irregulares de roca ígnea intrusiva que cubren muchos kilómetros cuadrados de superficie (mas de 4000 km^2), se llaman batolitos. Aunque originariamente yacían a gran profundidad bajo la superficie terrestre, han llegado a aflorar a través de procesos de levantamiento y erosión. Un ejemplo sorprendente de batolito es el de Idaho, que tiene aproximadamente 200.000 kilómetros cuadrados. Las masas de roca intrusitas menores de 4000 km^2 se llaman "stocks"

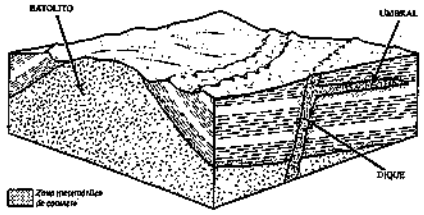


Figura 5-16.- Masas ígneas intrusitas. (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2919.

Las rocas ígneas efusivas pueden ser corrientes de lava solidificada o productos de erupciones volcánicas. Las coladas-volcánicas son el resultado de la solidificación de la lava salida a través de grietas en la superficie de la tierra o expulsadas por los volcanes. Esta es la forma más usual de presentarse las rocas ígneas efusivas. Entre las más notables de las grandes coladas-volcánicas se encuentra la del Columbia River Plateau de Washington, Oregón e Idaho. La lava cubre aproximadamente 500.000 kilómetros cuadrados y tiene un espesor de 1.200 metros. Las erupciones volcánicas lanzan generalmente una gran cantidad de material rocoso fracturado y pulverizado y bolsas de lava que se solidifican antes de llegar al suelo. Estas erupciones volcánicas sólidas se las denomina "material piroclástico" y varía en tamaño y forma, desde los grandes bloques de muchas toneladas de peso hasta finas partículas que forman las llamadas cenizas volcánicas (ver figura 5-18). La clasificación de las rocas piroclásticas se incluye en la figura 5-27.

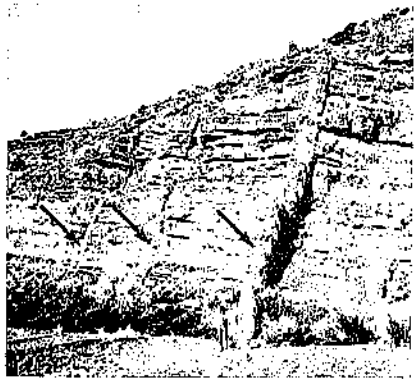


Figura 5-17.- Tres diques que cortan estratos sedimentarios. (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2920.

(b) *Clasificación de rocas ígneas.*-Para clasificar las rocas ígneas se hace uso de su composición química y su textura. Una masa de material rocoso fundido se puede considerar como una solución compleja de óxido de sílice, que se comporta como un ácido, y de óxidos de hierro, aluminio, calcio, magnesio, potasio y sodio que se comportan como bases. Si existe

más ácido del necesario para neutralizar las bases del magma, el sobrante se presenta como dióxido de sílice libre (cuarzo) y la roca resultante se dice que es ácida. Si predominan las bases, se presentan como minerales ferro-magnéticos y la roca se dice que es básica. Como norma general, las rocas ácidas son ligeramente coloreadas y las básicas son oscuras o negras.

La textura indica el tamaño y disposición de los granos de mineral en la roca (fig. 5-19). Estas características están influenciadas principalmente por la forma en que la masa fluida, magma o lava se enfría. Un enfriamiento a ritmo uniforme da lugar a rocas en las que los granos que constituyen el mineral son aproximadamente del mismo tamaño. En general, cuanto más lento es el enfriamiento del material, tanto mayor es el tamaño de sus granos. Un cambio en la velocidad de enfriamiento, desde una fase inicial lenta a una fase más rápida, da lugar generalmente a la estructura porfídica (N°4 de la fig. 5-19). Estas rocas se caracterizan por tener granos de dos tamaños predominantes, los fenocristales o granos de mayor tamaño, rodeados por una mezcla de granos más pequeños. Los términos usados en la clasificación de rocas ígneas con arreglo a su textura están incluidos en la tabla 5-2.

La figura 5-20 es una lista de las rocas ígneas más corrientes; las de composición química similar o que están compuestas por minerales del mismo tipo van alineados en vertical; las de textura similar, en horizontal. Los minerales más comunes en las rocas, ígneas, están descritos en los párrafos siguientes.

Granito y riolita.-Compuestos principalmente de cuarzo y feldespato (normalmente ortosa) y que por regla general contienen mica (casi siempre en su variedad de biotita).

Diorita y andesita.-Compuestos de feldespato (principalmente variedades de la plagioclasa) y de uno o más de los minerales oscuros (biotita, hornablenda o piroxeno).

Gabro y basalto.-Que difieren de la diorita en que predominan los minerales oscuros (hornablenda, piroxeno y olivino). Todo el feldespato es plagioclasa y la biotita, aunque se presenta en algunos gabros, no es muy corriente.

Obsidiana y pedernal.-Que se corresponden en su composición al granito y la riolita. Ambos son cristales volcánicos. La obsidiana es de color oscuro o negro y tiene mucho brillo (N°3 de la fig. 5-19). El pedernal es de color claro y brillo céreo.

Pumita.-Es un cristal poroso o celular, general mente de color blanco o gris.

(c) *Principales características estructurales.*-Con excepción de las variedades que tienen textura vítrea, las rocas ígneas se componen de pequeños granos de diferentes minerales. Esta característica sirve para distinguirlas de las rocas cristalinas sedimentarias y las metamórficas que a menudo contienen cristales del mismo mineral. Las estructuras características comunes a muchas, aunque no a todas, las rocas ígneas, se describen debajo.

Estructura en ola.-Que puede presentarse en las rocas ígneas de textura vítrea, como la obsidiana, y en las efusivas de grano fino como la riolita.

Estructura vesicular o de escoria.-Que se presenta comúnmente en rocas ígneas efusivas (fig. 5-21). Estas rocas contienen pequeños huecos esféricos o en forma de almendra, llamados vesículas, formados por las burbujas de gas que la lava contiene en su interior o que han escapado a través de ella.

Estructura laminar.-Más o menos perfecta, se presenta en algunas rocas ígneas de grano grueso. Es debida a la orientación paralela de algunos minerales, tales como la mica y la hornablenda; se encuentra frecuentemente en la superficie de contacto de masas intrusivas, en donde el rozamiento entre la pared de la roca y el material en fusión obliga a los minerales a alinearse según la dirección de la corriente.

UDHCONECTA.COM



Figura 5-18.-Flujo de lava volcánica solidificada tipo bloque. La capa volcánica expulsada (ceniza) cubre el área de la izquierda y en el primer plano. (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2921.

5.21. Rocas sedimentarias.

(a) *Generalidades*. Las rocas sedimentarias, también llamadas rocas estratificadas, son de origen secundario. Están formadas por estratos de sedimentos que han adquirido su dureza por medio de procesos de cementación, compactación o un principio de recristalización. La materia inorgánica que entra en la composición de la mayoría de las rocas sedimentarias proviene de la desintegración y descomposición de rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas preexistentes. Estos materiales son arrastrados de sus posiciones primitivas por el agua, el viento o los glaciares, tanto en forma de partículas sólidas como de sales disueltas. Las partículas de roca que abandonan la suspensión dan lugar a conglomerados o sedimentos de fragmentos. Por reacción química las sales disueltas llegan a hacerse insolubles y precipitan formando sedimentos. También puede ocurrir que se evapore el medio acuoso que las contenía.

Según su origen, los sedimentos se pueden clasificar en clásticos, químicos y orgánicos. Los sedimentos clásticos o fragmentados son la grava, la arena, el limo y la arcilla, que se diferencian por el tamaño de sus partículas. Todos los tipos de roca pueden dar lugar a un material de este tipo y cada tamaño de partículas se puede transportar por varios medios. Los términos "grava", "arena", "limo" y "arcilla" se han definido en el apartado 5.14. Sin embargo, la diferenciación entre "arcilla" y "limo" al clasificar una roca sólo se basa en el tamaño de la partícula, no en sus características de plasticidad. Los sedimentos depositados químicamente y los orgánicos, se clasifican según su composición química.

La conversión del sedimento en rocas, proceso llamado litificación, se realiza a través de una combinación de los procesos siguientes:

- Compactación.-En el que las partículas de roca o mineral se consolidan por efecto de la presión de los materiales que están sobre ellas; por ejemplo, la conversión de arcillas en pizarra o la de turba en carbón.
- Cementación.-En el que los poros son ocupados por minerales precipitados de soluciones acuosas, tales como el dióxido de sílice (cuarzo), carbonato cálcico (calcita) y los óxidos de hierro (limonita y hematita).
- Recristalización.-En la que una roca con un núcleo cristalino, por ejemplo una caliza cristalina, se desarrolla mediante crecimiento continuo por capas sucesivas que se sedimentan o por el desarrollo de nuevos minerales contenidos en el agua.

(b) *Características*.- Las rocas clásticas normalmente muestran granos separados; por el contrario, las rocas formadas por precipitados químicos y por evaporación tienen aspecto de cristales entrelazados o forman masas terrosas. Las rocas de constitución orgánica contienen restos de animales y de plantas fácilmente reconocibles, como por ejemplo, conchas, huesos, tallos y hojas. En la figura 5-22 están enumeradas las rocas sedimentarias clasificadas de acuerdo al Bureau of Reclamation.



Figura 5-19.- Texturas de las rocas ígneas. (1) Grano grueso, (2) grano fino, (3) vítrea y (4) porfídica. (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2922.

(1) *Rocas sedimentarias de grano grueso*.-Los minerales que se encuentran normalmente en las rocas arenosas, como los conglomerados (fig. 5-23) y areniscas, son: cuarzo granular, feldespato en forma granular, mica en pequeñas láminas, minerales de arcilla y limonita, hematina ó calcita como material cementante.

(2) *Rocas sedimentarias de grano fino*.-Los minerales que se encuentran en rocas de grano fino, tales como la pizarra son: minerales de arcilla, cuarzo en granos pequeños, mica en láminas delgadas, y limonita, hematita y calcita como materiales cementantes.

(3) *Rocas sedimentarias de tipo cristalino*.-Los minerales que se encuentran normalmente en rocas cristalinas, como la caliza, yeso, corales, dolomías y tobas, son: calcita y dolomita y cuarzo.

(c) Principales características estructurales.- Las características estructurales del sedimento antes de su consolidación son muy interesantes para el reconocimiento en el campo de las rocas sedimentarias. Una característica estructural que se manifiesta siempre, es su "estratificación", que se evidencia por diferencia de composición, textura, dureza o color de capas aproximadamente paralelas. Estos estratos pueden ser casi horizontales, es decir, tal como se depositaron, o inclinados y plegados por movimientos en la corteza terrestre. Cada uno de estos estratos está separado del inmediatamente superior e inferior por planos de estratificación.

Tabla 5-2.- Descripción de la textura ígnea

Descripción	Diámetro medio del cristal (mm)
Grano muy grueso o pegmatítico	> 9,5
Grano grueso	4,76 a 9,5
Grano medio	0,79 a 4,76
Grano fino	0,1 a 0,79
Aphanítico (no se puede ver a simple vista)	< 0,1

UDHCONECTA.COM

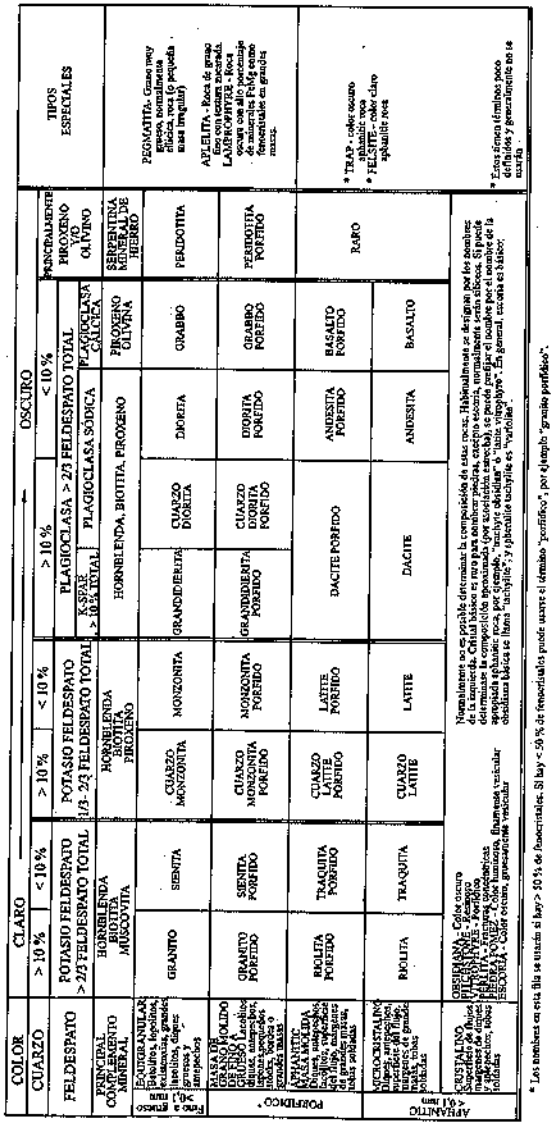


Figura 5-20.- Tabla de clasificación de rocas ígneas modificada de [3]. 103-D-1861.

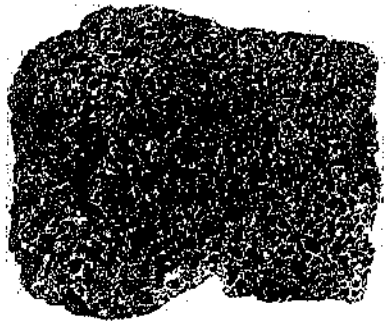


Figura 5-21.-Estructura escoriácea de una roca de lava efusiva. (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2923.

Algunos depósitos sedimentarios, normalmente los compuestos por materiales granulares tales como la arena, presentan a menudo una estratificación laminar formando un cierto ángulo con su verdadero plano de estratificación. Esta característica de las rocas sedimentarias se denomina esquistosidad o estratificación oblicua laminar. El sedimento depositado en lugares bajos y llanos, como, por ejemplo, las zonas inundables de ríos y lagos estacionales, tienen generalmente "grietas de barro" que separan la masa en bloques poligonales irregulares que pueden llegar a tener la suficiente dureza para conservarse durante la consolidación del sedimento. Los surcos paralelos conocidos como "ripple marks", se forman en sedimentos movidos por el viento o por el agua y se conservan después de la consolidación. Los fósiles son restos o impresiones de animales y plantas que no caracterizan la estructura de la roca, pero son una poderosa ayuda para la identificación en el campo de las rocas sedimentarias (ver fig. 5-24).

5.22. Rocas metamórficas.

(a) *Generalidades.* Las rocas metamórficas son aquellas que se han formado a partir de rocas ígneas o sedimentarias, como resultado de un forzado ajuste al medio ambiente, distinto de aquel en que se formaron originalmente. Este proceso puede dar lugar a la formación en la masa de la roca de un nuevo tipo de estructura, textura, nuevos minerales.

Los factores que más influyen en el metamorfismo son la temperatura, la presión y la actividad química de gases y fluidos. Cada uno de estos factores es capaz de realizar un proceso de metamorfismo por sí sólo, tal como se indica a continuación:

(1) *Temperatura.*-El efecto del calor es doble: aumenta el poder disolvente de los fluidos y ayuda a la precipitación y cambio químico de los componentes. Pueden darse temperaturas extremadamente altas durante la intrusión de masas en fusión o al ser introducida a grandes profundidades.

La zona de roca alterada, adyacente a la masa en fusión, se llama zona de contacto metamórfico (fig. 5-16). El calor también puede ser debido, a la profundidad a que se encuentran las rocas. En este caso, el propio calor de la tierra produce el metamorfismo.

(2) *Presión.*-La compresión producida por la formación de las enormes masas montañosas o de cualquier otra alteración de la corteza terrestre, es el origen principal de las presiones a que están sometidas muchas rocas. Por la acción de estos movimientos pueden producirse rocas en las que los cristales, granos y fragmentos rocosos son aplanados y alargados e incluso están pulverizados.

(3) *Fluidos y gases.*-El agua, en forma líquida o gaseosa, es el más importante de los fluidos que intervienen en el metamorfismo. Bajo el calor y la presión, el agua se transforma en un poderoso agente químico, que actúa como disolvente, provoca la recristalización y forma parte de la composición de minerales de los que es parte esencial. La acción del agua puede estar reforzada en algunos casos por el dióxido de carbono y los fluidos que provienen de los magmas ígneos.

UDHCONECTA.COM

TEXTURA	TAMAÑO DEL GRANO < 0,0625 mm.	TAMAÑO DEL GRANO 0,0625 – 2 mm.						TAMAÑO DEL GRANO > 2 mm.	
	CRISTALINA, CLÁSTICA, AMORFA, BIOCLÁSTICA, ETC.	CLÁSTICAS						CLÁSTICAS	
COMPOSICIÓN DE LA FRACCIÓN MAYOR	MINERALES DE ARCILLA ó Materiales del tamaño de la arcilla	Composición como la indicada en la columna de la izquierda	PRINCIPALMENTE CALCITA ó DOLOMITA	PRINCIPALMENTE CUARZO	CUARZO con 10 - 25 % FELDESPATO	CUARZO con > 10 % FRAGMENTOS DE ROCA	CUARZO con > 25 % FELDESPATO	CUARZO FELDESPATO FRAGMENTOS DE ROCA	PYROCLASTICAS	PRINCIPALMENTE UNA CONSTITUYENTE Brecha, conglomerados y conglomerados	VARIAS COMPONENTES mezcla de brecha y conglomerados
COMPOSICIÓN DE LA FRACCIÓN MENOR: < 10 % FRACCIÓN MENOR									Remítase a la Figura 2-4 para rocas piroclásticas		
MINERALES DE ARCILLA ó Materiales del tamaño de la arcilla	CLAYSTONE, SEITSTOVE - no fisible SHALE - fisible ARGILLITE - algunas veces endurecida BENTONITA - poco reconocible	ARGILACEOUS CALCAREOUS, PIEDRA CALIZA, MARGA, ETC.	ARGILACEOUS CALCAREOUS, PIEDRA ARENISCA	ARGILLACEOUS PIEDRA ARENISCA FELDESPÁTICA	ARGILLACEOUS PIEDRA ARENISCA FELDESPÁTICA	ARGILLACEOUS PIEDRA ARENISCA LÍTICA	ARCOSA ARGILLACEOUS	GRAYWACKE ARGILLACEOUS		El nombre consiste en la mezcla y el tamaño, como MEZCLA DE CANTO RODADOS Y ARCILLA. El nombre podría incluir composición como ARENISTE CHERT-ARCOSA CONGLOMERATO	
SÍLICE OPALO CALCEDONIA CUARZO CHERT	ESQUISTOS SILÍCEOS CLAYSTONE SILÍCEOS ETC.	DIAMONITA RADIOLARITE OOLITE SILÍCEO OOLITE CHERT	PIEDRA CALIZA SILÍCEA CHERTY PIEDRA CALIZA CHERTY, ETC.	CUARZOSA PIEDRA ARENISCA SILÍCEA	SÍLICEA PIEDRA ARENISCA FELDESPÁTICA	SÍLICEA PIEDRA ARENISCA LÍTICA	ARCOSA SÍLICEA	GRAYWACKE SÍLICEA		CONGLOMERADO SÍLICEO (tamaño)	MEZCLA (tamaño) DE CONGLOMERADO SÍLICEO
CALCITA ó DOLOMITA	ESQUISTOS CALCÁREOS ETC.	PIEDRA CALIZA OOLÍTICA, PIEDRA CALIZA FOSILÍFERA, ETC.	CUARZOSA PIEDRA ARENISCA CALCÁREA	CALCÁREA PIEDRA ARENISCA FELDESPÁTICA	CALCÁREA PIEDRA ARENISCA LÍTICA	ARCOSA CALCÁREA	GRAYWACKE CALCÁREA		CONGLOMERADO CALCÁREO (tamaño)	MEZCLA (tamaño) DE CONGLOMERADO CALCÁREO

Las piedras que incluyan cantidades significativas de hierro, carbono, o las dos cosas salen siguen el formato anterior. Por ejemplo: la piedra arenisca ferruginosa del queuesca - carbón, el esquisto carbonáceo, el yeso, la caliza ferruginosa.

Figura 5-22.- Tabla de clasificación de rocas sedimentarias. Modificada de [3].



Figura 5-23.-Conglomerados. (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2925.

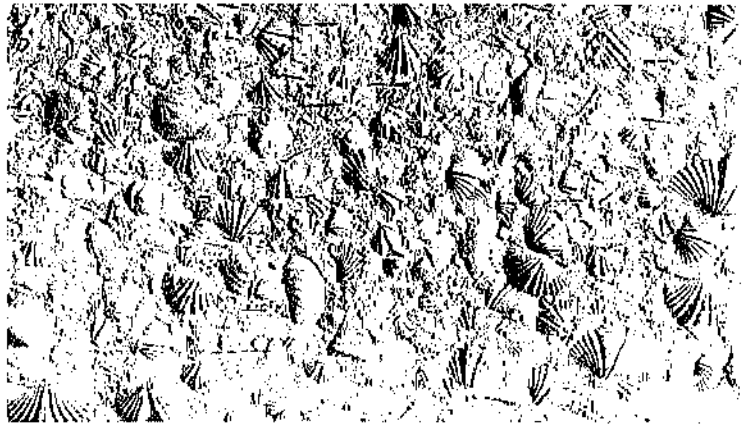


Figura 5-24.-Caliza fosilífera. (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2926.

(b) *Clasificación*.-Las rocas metamórficas, tomando como base su estructura primaria, se dividen en dos grupos: laminadas y no laminadas. Las rocas metamórficas laminadas muestran una estructura en bandas o capas muy pronunciada, debido a las presiones diferenciales a que han estado sometidas (fig. 5-25). Las rocas metamórficas no laminadas o en masa, no muestran las características de la estructura primaria. El metamorfismo se ha limitado aparentemente a un proceso de recristalización, sin haber estado sometidos a presiones diferenciales. Estas diferencias estructurales sirven de base para la clasificación simplificada de las rocas metamórficas más comunes, la cual se muestra en al figura 5-26. Las características de varios tipos comunes de rocas metamórficas se describen en los párrafos siguientes.

UDHCONECTA.COM



Figura 5-25.- Foliación en rocas metamórficas sedimentarias (U.S. Army Corps of Engineers). 288-D-2927.

El gneis se caracteriza por sus bandas irregulares relativamente gruesas y plegadas. Estas bandas, a veces de minerales distintos, se presentan en el cuerpo de la roca en colores alternados claros y oscuros y en masas en forma de lente. Los minerales o grupos de ellos que aparecen con más frecuencia en el gneis son el cuarzo, el feldespato, la mica y minerales de los grupos del anfíbol y del piroxeno. El nombre específico con el que se designan, viene determinado por el mineral predominante en la roca. Por ejemplo, el gneis con predominio de hornablenda se denomina gneis hornabléndico.

El esquisto es más homogéneo en su apariencia y composición que el gneis. Las capas son más delgadas y generalmente de espesor más uniforme y textura más fina y a menudo plegadas u "onduladas" en mayor grado que las bandas de la mayor parte de los gneis. Los minerales son, en general, los mismos que en los gneis, con la excepción de que en algunos esquistos los predominantes pueden ser el talco, las cloritas, la serpentina o el grafito. Como en el gneis, el nombre específico de los esquistos se determina por el mineral que predomina en ellos.

La pizarra metamórfica (filita), es de grano muy fino y homogéneo. La esquistosidad se manifiesta mucho y se pueden separar en hojas delgadas que presentan superficies relativamente pulidas. Los minerales que predominan en ella son el cuarzo, la mica, la clorita y algunas veces el grafito.

La cuarcita es una roca metamórfica derivada de la arenisca por recristalización o cementación del cuarzo. La cuarcita formada por recristalización se parece poco a la roca de la cual deriva. Por el contrario, la formada por cementación tiene la misma apariencia física que la roca primitiva.

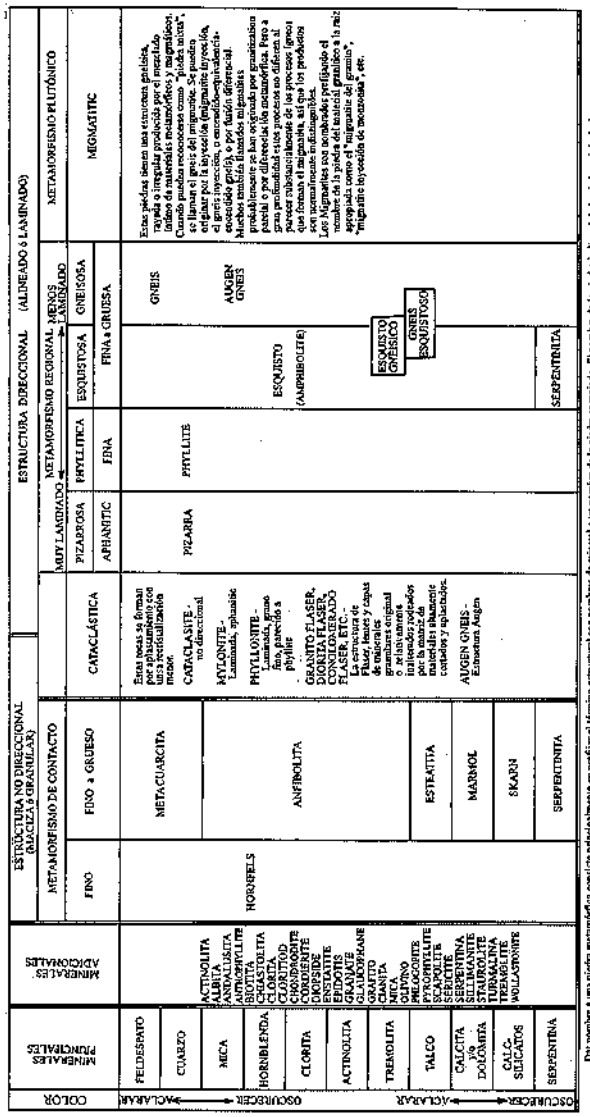
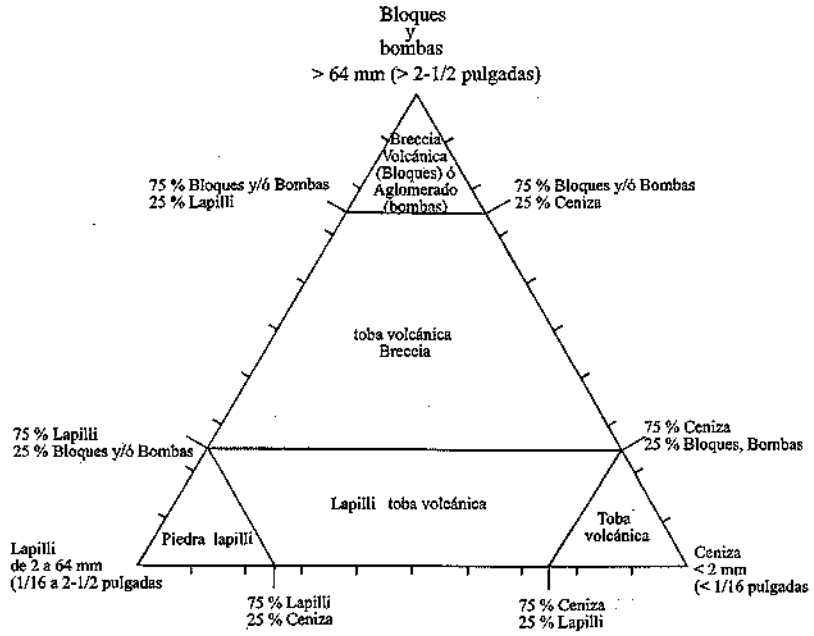


Figura 5-26.- Tabla de clasificación de rocas metamórficas. Modificada de [3]. 103-D-1863.

UDHCONECTA.COM



NOTA: Los "clastos" son bloques de angulares a subangulares> 64 mm (>2-1/2 pulgadas). Se determina el tanto por ciento de cada tamaño presente (ceniza, lapilli, bloques, y bombas), y se listan en orden decreciente después del nombre de la piedra. Precede al nombre de la piedra el término "soldado" cuando se trate de piedras pyroclásticas que han retenido el suficiente calor como para fundir después de la deposición. Los nombres de las rocas para estos depósitos se seleccionará normalmente de la parte baja derecha del diagrama de clasificación.

Figura 5-27.- Tabla de clasificación de rocas piroclásticaas. Modificada de [4].y [5].

El mármol es una roca metamórfica en masa, que contiene esencialmente los mismos minerales que las rocas sedimentarias de tipo cálcico, a partir de las cuales se forma.

5.23. Clasificación de las Rocas.-

Se han usado numerosos sistemas para clasificar en el campo y petrográficamente las rocas. Muchas clasificaciones necesitan ensayos de laboratorio muy detallados y muestras de secciones muy finas; otros necesitan una cantidad limitada de ensayos en el campo y exámenes petrográficos. El Bureau of Reclamation ha establecido un sistema de clasificación que es una modificación del desarrollado por R.B. Travis [3]. Aunque el sistema del Bureau no está totalmente basado en los ensayos de campo o en la identificación en el campo de los minerales, muchas de las categorías en las que se clasifican son suficientemente amplias como para identificarlas en el campo. Las diferencias en los constituyentes minerales no pueden ser determinadas con exactitud en el campo y normalmente no son lo suficientemente

significantes como para afectar a las propiedades ingenieriles de la roca. Se pueden hacer identificaciones mineralógicas y clasificaciones petrográficas en detalle basadas en muestras enviándolas al E&R (Engineering and Research) Center Petrographic Laboratory.

El ingeniero geólogo debe de recordar que las unidades de roca ingenieriles-geológicas deben de ser simples, los nombres de las rocas deben de basarse en identificaciones en el campo, literatura existente, o exámenes petrográficos detallados. Uno debe evitar la excesiva reclasificación. Por ejemplo, una unidad de roca debe de ser llamada "mezcla de esquistos" o "anfibolita" en lugar de "esquisto de mezcla de sericita-clorita-calcita". El término "granito", debe llevar más al diseño que al término petroquímico correcto "nefelina siena porfídica". La descripción mineralógica de varias unidades de roca continuas pueden usarse en informes y pueden necesitar la correlación entre observaciones. Pero las clasificaciones mineralógicas no son deseables como nombres de unidades de roca a no ser que los minerales constituyentes o la estructura sean importantes para las propiedades ingenieriles.

La clasificación en rocas ígneas, sedimentarías y metamórficas se muestra en las figuras 5-20, 5-22 y 5-26 respectivamente. Estas figuras son las clasificaciones más detalladas de Travis condensadas y modificadas ligeramente, que también se pueden usar. La clasificación de piroclastas se muestra en la figura 5-27.

(a) *Nombres de Unidades e Identificación.*-Los nombres de unidades de rocas se necesitan para identificarlas. También pueden proporcionar indicaciones de la histórica geológica y su formación, características geotécnicas, y correlaciones con otras áreas. Hay que asignar un nombre descriptivo y un símbolo en el mapa para indicar las posibles características ingenieriles del tipo de roca. Las unidades de roca pueden ser estratigráficas, litológicas, genéricas, o una combinación de ellas, como la arenisca Navajo (Jn), el esquisto Terciario (Tsh), el esquisto clorhídrico Jurásico (Jcs), el granito Precámbrico (PCgr) o los metasedimentos (ms). Las propiedades similares ingenieriles de las unidades del suelo rocoso deben de ser delineadas e identificadas. Debe de hacerse lo posible para identificar y delinear las unidades tan pronto como sea posible durante el estudio geológico. Para la valoración de los estudios de planificación, los mapas de embalses y otros planos a gran escala puede ser necesario el uso de grupos de formaciones de unidades ingenieriles-geológicas con la descripción de la importancia ingenieril acompañada de notas. Cuando se lleve a cabo un mapa más detallado, cada unidad debe de ser identificada y dibujada individualmente.

Las unidades más representativas deben de ser diferenciadas, donde sea posible hacerlo, por las propiedades ingenieriles pero no es necesario hacerlo por unidades estratigráficas formales. Aunque no se necesitan los nombres estratigráficos, las unidades del lecho rocoso deben de ser correlacionadas con los nombres estratigráficos en el informe o en un dibujo, por ejemplo una columna estratigráfica. Esto puede implicar tener que investigar y consultar para establecer la adecuada nomenclatura estratigráfica. Los nombres estratigráficos y las edades (formación, miembro, etc) son suficientemente descriptivas como para identificar las propiedades de la roca y pueden ser usadas como nombres de las unidades de roca. Para los estudios ingenieriles, puede ser necesario subdividir cada unidad estratigráfica para identificar diferentes parámetros ingenieriles, como la susceptibilidad a la intemperie, presencia de alteraciones, características de las discontinuidades dominantes, dureza, resistencia, deformabilidad, y la presencia de minerales o capas perjudiciales (como la tendencia a la expansión de los sulfatos o las arcillas). Por ejemplo una unidad de pizarra, Tsh, puede ser diferenciada como Tsh_1 o Tsh_2 si la unidad 2 contiene capas de bentonita entre las capas de pizarra y la unidad 1 no, y Tsh_2 puede ser usado como nombre de las unidades de capas de bentonita. Una unidad de esquistos de

UDHCONECTA.COM

clorita, Cs, puede ser diferenciada como Cs_A o Cs_B donde la unidad A contiene porcentajes más altos de clorita o talco y es mucho más débil (por ejemplo, tiene diferentes propiedades de deformación) que la unidad B. Una unidad de metasedimento, Ms, puede ser más diferenciada en mapas más detalladas e identificadas como Ms_{Sh} ("shale" pizarra) o Ms_{ls} ("limestone" caliza). Hay que asignar a todas las unidades diferenciadas distintos símbolos en los mapas.

(b) *Descripciones y Criterios Descriptivos de las Características Físicas.*-Los criterios descriptivos de las características físicas de las rocas se basan en la litología, capas (o la foliación y el caudal) texturas, desgaste por la intemperie o alteraciones, dureza, discontinuidades, contactos y permeabilidad. Las descripciones se comentan en los párrafos siguientes. En el Capítulo II-4 del *Engineering Geology Manual* [6] del Bureau of Reclamation se encuentra una descripción más detallada de esas descripciones.

(1) *Descripciones Litológicas* (*Composición, tamaño del grano y textura*).-Deben de incluirse breves descripciones litológicas de las unidades de roca, que incluyan una descripción mineralógica general, grado de dureza, cementación, tamaño de los cristales y formas, texturas y color. Las descripciones litológicas son especialmente importantes para la descripción geológica-ingenieril de las subunidades cuando el nombre de las unidades de roca no está especificado, como los de los metasedimentos, los intrusivos Terciarios, las volcánicas Cuaternarias, etc.

(2) *Estratificación, foliación y textura de las deformaciones.*-Estas características dan a la roca propiedades anisotrópicas o son zonas de fractura potencial. La continuidad y el espesor de esas características influyen en las propiedades de la masa de roca y no siempre se pueden ensayar en el laboratorio. Las descripciones de los espesores típicos se incluyen en la tabla 5-3.

(3) *Acción de la intemperie, alteraciones y degradación.*-Estas tres características afectan de forma importante las propiedades ingenieriles y deben de ser adecuadamente descritas en rocas identificadas para los usos ingenieriles.

Tabla 5-3.- Descripción de estratificación, foliación y textura de las deformaciones

Descripción	Espesor
Masiva	> 3 m
Muy gruesa	0,9 a 3 m
Gruesa	0,3 a 0,9 m
Media	0,1 a 0,3 m
Fina	0,03 a 0,1 m
Muy fina	0,01 a 0,03 m
Laminado (muy exfoliado o estratificado)	< 0,01 m

a. Acción de la intemperie.-La degradación de la roca por efectos químicos o mecánicos debido a la acción de la intemperie, puede afectar las propiedades ingenieriles de la roca y la de la masa rocosa. La acción de la intemperie incluye la desintegración química (descomposición) y la desagregación mecánica como agentes de la alteración. Generalmente afecta menos cuanto más profunda está, aunque pueden darse zonas con alteraciones diferentes y pueden modificar la secuencia normal de la acción de la intemperie. Ejemplos de estos son: (1) alteraciones diferentes en la misma unidad de roca, aparentemente provocadas por una mayor prepermeabilidad a lo largo de fracturas, (2) alteraciones diferentes en la misma unidad de roca, normalmente causada por diferencias de textura o composición, (3) diferencias en las zonas de contacto asociadas a efectos térmicos, (4) alteraciones a lo largo de juntas permeables, fallas, cizalladuras, o contactos que funcionan como conductos a lo largo de los cuales los agentes atmosféricos penetran a mayor profundidad en la masa rocosa.

La alteración por la acción de la intemperie no se correlaciona directamente con las propiedades geotécnicas usadas en muchas clasificaciones de masas de rocas. Sin embargo, es importante porque puede ser el criterio primordial en la determinación de la profundidad de la excavación, diseño de taludes, el método y la facilidad de la excavación, y la utilización de los materiales excavados. La porosidad, la absorción, la compresibilidad, la resistencia al cortante y a compresión, el peso específico, y la resistencia a la erosión son los parámetros ingenieriles que más dependen de la acción de la intemperie. Las alteraciones por la intemperie se suelen conocer a simple vista por cambios en el color y textura de la masa rocosa, las condiciones de los rellenos de las fracturas y las superficies, las condiciones del grano de los bordes, y las propiedades físicas como la dureza.

b. Alteraciones.-Los efectos de las alteraciones químicas son diferentes de las producidas por la degradación química y física (debido a la intemperie), como la alteración hidrotérmica, y pueden no entrar en la definición hecha en los párrafos anteriores. Cuando la alteración no se debe a la intemperie, el geólogo debe ajustar su descripción para enfatizar las alteraciones. Muchas de estas características generales pueden no cambiar, pero su grado puede ser muy diferente. Pueden asignarse descripciones adecuadas como "moderadamente alterado", "intensamente alterado", etc, a cada categoría.

c. Degradación.-La degradación es otro tipo de desintegración que afecta a los parámetros usados para el proyecto y construcción. La terminología y los criterios de descripción para identificar la tendencia a la degradación son difíciles de normalizar porque algunos materiales se degradan al aire, otros en el agua, y otros sólo por uno o más ciclos de humectación y secado. El criterio del índice de durabilidad incluido en la tabla 5-4 proporciona un método simplificado para describir la degradación. El criterio de los índices se basa en el tiempo de exposición y los efectos que se muestran en el campo. Sin embargo, el Bureau of Reclamation no ha establecido ensayos de laboratorio para cuantificar la durabilidad de la degradación. Estos criterios simplificados no especifican si se ha mojado, secado o sujeto a ciclos de humedad y secado o hielo-deshielo, siendo todos ellos críticos en cuantificar la durabilidad de la degradación.

Tabla 5-4.- Descripción de los índices de durabilidad

Descripción	Criterio
D10	La muestra de roca se mantiene intacta y sana después de una exposición de más de 1 año
D11	La roca desarrolla finas líneas de deterioro en las superficies en 1 mes, pero sin desagregación dentro de 1 año de exposición
D12	La roca desarrolla finas líneas de deterioro en las superficies en 1 semana y/o desagregación dentro de 1 mes de exposición
D13	La roca desarrolla finas líneas de deterioro en las superficies en 1 día y desconchamientos pronunciados de estratos y/o desagregación en 1 semana de exposición
D14	Roturas pronunciadas, agrietamiento y desagregación dentro de 1 día (24 horas) de exposición; generalmente se degrada en pequeños fragmentos

(4) *Dureza-Resistencia.*-La dureza puede estar correlacionada con la resistencia de la roca y como una indicación cualitativa del peso específico o de la resistencia a la rotura o fracturas. La resistencia es un parámetro ingenieril necesario para el diseño y frecuentemente no se calcula, pero juega un papel dominante en el proyecto y en la construcción. Las necesidades de soporte de los túneles, por las operaciones de excavación o TBM (tuneladoras), las máximas presiones de soporte, métodos de excavación y capacidad de soporte dependen de la resistencia de la roca. Las grandes diferencias en la dureza son más importantes que las pequeñas diferencias.

UDHCONECTA.COM

Tabla 5-5.- Descripción de dureza y firmeza de las rocas

Descripción	Dureza	Criterio
H1	Extremadamente dura	Centro, fragmento, o afloramiento que no puede rayarse con cuchillo o pico afilado; sólo puede astillarse con golpes fuertes y repetidos de martillo
H2	Muy dura	No puede rayarse con cuchillo o pico afilado; se rompe o fragmenta con golpes fuertes y repetidos de martillo
H3	Dura	Puede rayarse con cuchillo o pico afilado con dificultad (gran presión); para romper la muestra se necesitan golpes fuertes de martillo
H4	Moderadamente dura	Puede rayarse con cuchillo o pico afilado con presión ligera o moderada; se rompe o fragmenta con golpes moderados de martillo
H5	Moderadamente blanda	Puede practicarse un surco de 1,5 mm con cuchillo o pico afilado con presión moderada o fuerte; se rompe o fragmenta con golpes moderados de martillo o fuerte presión manual
H6	Blanda	Puede estriarse o acanalarse fácilmente con cuchillo o pico afilado con ligera presión; puede arañarse con la uña; se rompe con ligera a moderada presión manual
H7	Muy blanda	Puede ser hendido fácilmente, estriado, o acanalado con la uña, o tallado con un cuchillo; se rompe con presión manual ligera

Cualquier lecho de roca más blanda que H7 (muy blanda) debe ser reportado al *Bureau of Reclamation*, utilizando la serie 50 estándar del de clasificación de resistencia.

Nota: Aunque se podría ajustar el criterio según un punzón afilado, se ha preferido ajustarlo según la facilidad de ser rayado, hendido, o acanalado por un cuchillo.

La dureza y la resistencia de la roca intacta son normalmente funciones del tipo de roca individual, pero pueden ser modificadas por la intemperie o alteración.

La dureza y, especialmente, la resistencia son características difíciles de obtener en ensayos de campo. Sin embargo, hay dos ensayos de campo que pueden usarse; uno es la medida de la posibilidad de rayar la superficie de una muestra con un cuchillo, y la segunda es la resistencia a romperlo con un martillo. Ambos ensayos pueden usarse para determinar las descripciones de la dureza y la resistencia de la tabla 5-5.

(5) *Discontinuidades*.-Deben de ser descritas todas las discontinuidades como juntas, fracturas, fallas y cizalladuras, y los contactos importantes. Estas descripciones tienen que incluir todas la características observables, como la orientación, espaciado, continuidad, apertura, condiciones de la superficie y rellenos. El capítulo II-5 del *Engineering Geology Manual* [6] del Bureau of Reclamation incluye terminología apropiada, criterios descriptivos, descripciones y ejemplos pertinentes de discontinuidades.

(6) *Contactos*.-Los contactos entre varias unidades de roca o unidades de suelo-roca deben de ser descritos. Además de su clasificación geológica, también hay que describir sus características ingenieriles, como su irregularidad o su lisura.

Las descripciones que se pueden utilizar para clasificar geológicamente los contactos son:

- Adaptable
- No adaptable
- Soldado (contacto entre dos unidades litológicas, una de ellas ígnea, que no ha sido modificada tectónicamente)
- Concordante (rocas intrusivas)
- Discordante (rocas intrusivas)

Las pertinentes descripciones para las clasificaciones ingenieriles de los contactos son:

- Junta (contacto no soldado, cementado o unido- fractura)
- Intacto
- Unido (por un proceso secundario)
- Afilado
- Gradual
- Cortado
- Alterado (por temperatura o mineralizado)
- Mezcla

(7) *Datos de permeabilidad*. La conductividad hidráulica es una característica física que debe de ser descrita. Los métodos sugeridos para ensayarla, la terminología, y las descripciones están disponibles en el Bureau's *Herat Manual* [7] y en *Ground Water Manual* [8]. Los valores numéricos de la K (conductividad hidráulica) pueden determinarse usando varios programas de ordenador. Estos valores pueden mostrarse en los informes de los taladros.

F. EXPLORACIÓN DE SUPERFICIE

5.24. Generalidades.

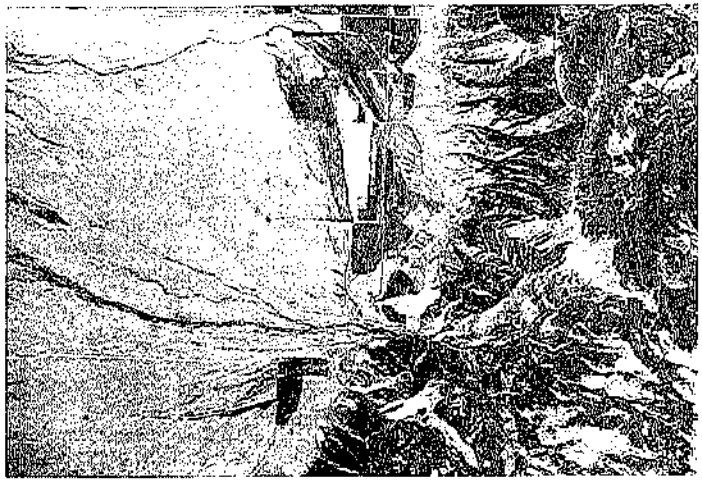
Se ha encontrado muchas veces una relación entre los rasgos topográficos o de forma del terreno y las características del subsuelo. Por lo tanto, la habilidad para averiguar las características del terreno en planos, en fotografías aéreas o durante el reconocimiento de campo, junto con una idea elemental de los procesos geológicos, pueden ser de gran utilidad para localizar canteras de materiales de construcción y para hacer una estimación de las condiciones de cimentación.

Los mecanismos que forman los suelos son las acciones del agua, del hielo y del aire en los suelos transportados, y la acción mecánico-química de la intemperie en los suelos residuales. Para los suelos transportados cada uno de los agentes citados tiende a producir un grupo de formas típicas del suelo modificado en algunos sitios por la naturaleza de las rocas matrices. Los suelos que se encuentran en emplazamientos similares y con configuraciones parecidas, tienen, generalmente, las mismas propiedades físicas. La ingeniería geológica y el ingeniero responsable de la cimentación y de la investigación de los materiales de construcción de pequeñas presas debe de estar familiarizado con cada configuración del terreno y los suelos que normalmente lleva asociados. Esta experiencia es de gran utilidad durante la etapa de estudios previos y muy útil para saber hasta dónde ha de llegar durante las fases de viabilidad y de redacción del Pliego de Condiciones.

5.25. Suelos fluviales-lacustres.

(a) *Definición*.-Suelos cuyas propiedades están influidas fundamentalmente por la acción del agua, denominados suelos fluviales cuando están asociados a agua en movimiento como son arroyos y ríos, y suelos lacustres cuando están depositados en aguas quietas, como lagos y embalses. Frecuentemente, existe una clasificación que hace que los depósitos presenten una forma estratificada o lenticular. Los estratos pueden ser delgados o gruesos, pero el material dentro de cada estrato presentará poca dispersión en el tamaño de sus granos. Los tres tipos principales de suelos lacústrico-fluviales, que reflejan la velocidad que tenía el agua durante su decantación, son identificados como; los aluviones torrenciales, las terrazas fluviales y los sedimentos lacustres. Estos suelos están comentados en las siguientes subsecciones.

UDHCONECTA.COM



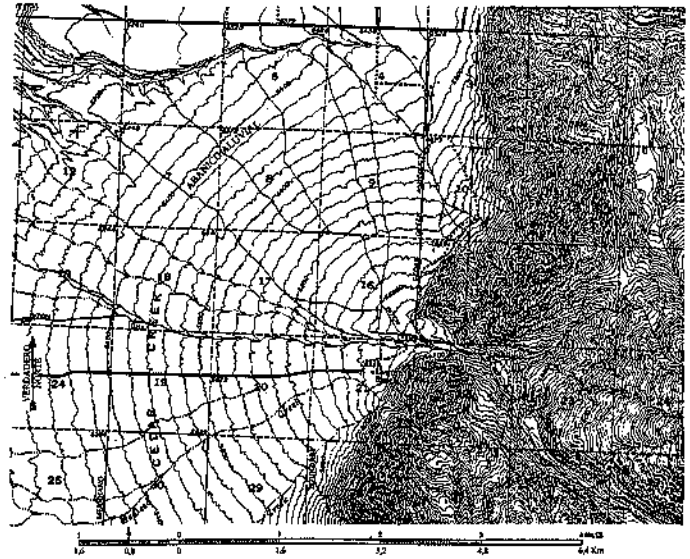


Figura 5.28.-Vista aérea y plano topográfico de un abanico aluvial. Posible cantera de arenas y gravas. 288-D-2928 y 288-D-2929.



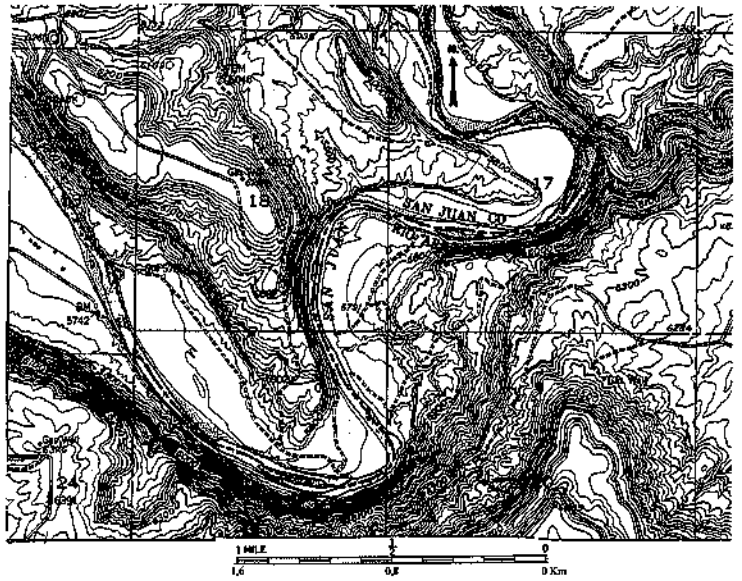


Figura 5-29.-Vista aérea y plano topográfico de un depósito fluvial que muestra los aluviones del río y tres terrazas de gravas a distintos niveles. (Fotografiado por USGS). PX-D-16259.

UDHCONECTA.COM

(b) *Aluviones torrenciales.*- Las configuraciones típicas de este tipo presentan formas en cono y abanico. Varían mucho en su dimensión y carácter, desde los pequeños depósitos en pendientes pronunciadas de fragmentos de roca de gran tamaño, a los aluviones de grano fino en terreno llano con poca pendiente, con un área muy extensa. La decantación se debe a la reducción brusca del gradiente al pasar de un terreno montañoso a un valle o llanura adyacente. La figura 5-28 incluye una fotografía aérea y un plano topográfico de un aluvión en forma de abanico. El material más grueso se deposita primero y, por lo tanto, se encuentra en la zona de mayor pendiente del abanico, mientras que el más fino llega hasta los bordes exteriores. En climas áridos, donde predomina la meteorización mecánica sobre la química, los conos y abanicos se componen de fragmentos de roca, grava, arena y limo. En climas húmedos, donde las laderas son menos escarpadas, es de esperar que el sedimento contenga mucha más cantidad de arena, limo y arcilla.

Las arenas y gravas de estos depósitos son, generalmente, de forma subredonda o subangular, lo que refleja las cortas distancias que han recorrido, presentando los depósitos solamente una estratificación incipiente. Los depósitos de este tipo se utilizan normalmente como canteras de arena y grava, como zonas de préstamos para el material permeable o semipermeable empleado en el cuerpo de la presa y como lugar de extracción de áridos para fabricar hormigón. La probable presencia de bolos suele limitar su utilidad en algunos tipos de relleno. Los suelos son normalmente de granulometría discontinua, es decir, clasificados como GP o SP. Como los depósitos de este tipo se consolidan solamente por su propio peso, deben sufrir un asiento previo a su utilización como cimiento de una estructura. Normalmente, los depósitos de aluviones torrenciales no proporcionan buenos estribos. Si es necesario ubicar una presa en la proximidad de uno de estos depósitos, debe situarse en el borde de aguas arriba del depósito.

(c) *Terrazas fluviales.*-Las terrazas fluviales o depósitos de sedimentación plana, tienen, generalmente un mayor contenido de finos y están más estratificados y mejor clasificados que los aluviones torrenciales; en estos la variación en el tamaño de los granos depende principalmente del caudal y de la pendiente de la corriente. La superficie de estos depósitos fluviales es casi plana; la naturaleza de los materiales del depósito se deduce de las características de la corriente; los cursos trenzados suponen la presencia de limo, arena y grava, mientras que las corrientes que forman meandros en valles anchos dan lugar a suelos de grano fino (limos y arcillas).

Los depósitos en llanuras fluviales de arena y grava son canteras de áridos para hormigones y de materiales granulares para terraplenes. Los suelos de los distintos estratos de los depósitos fluviales pueden ser tanto permeables como impermeables y, por lo tanto, la permeabilidad del material depende mucho de la profundidad a la que se haga la excavación. La presencia de una capa freática alta es la mayor dificultad en la utilización de estos depósitos, especialmente como fuente de material impermeable. Por otra parte, la remoción del terreno del vaso aguas arriba del emplazamiento de la presa puede no ser aconsejable cuando no sea posible disponer una pantalla impermeable en la cimentación. Cuando se piense utilizar como zona de préstamos un depósito situado en el río, aguas abajo de la presa, hay que tener en cuenta que esta operación puede cambiar las características del cauce y que, por lo tanto, el vertedero y las obras de desagüe se han de proyectar para las nuevas condiciones del cauce. Si se van a cambiar las condiciones de aguas abajo, la excavación debe dejar un cauce previamente establecido que debe ser totalmente definido en el Pliego de Condiciones.

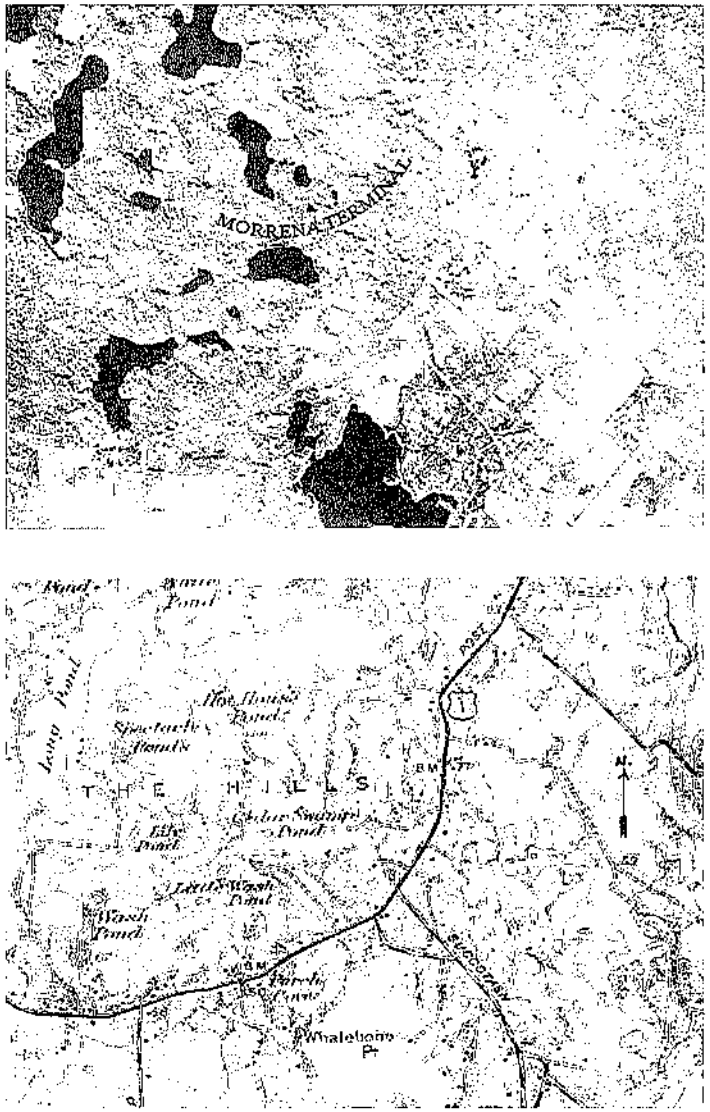


Figura 5.30.-Vista aérea y plano topográfico de una morrena terminal de glaciación continental. (Fotografiado por U.S. Commodity Stabilization Service). PX-D-16260.

UDHCONECTA.COM

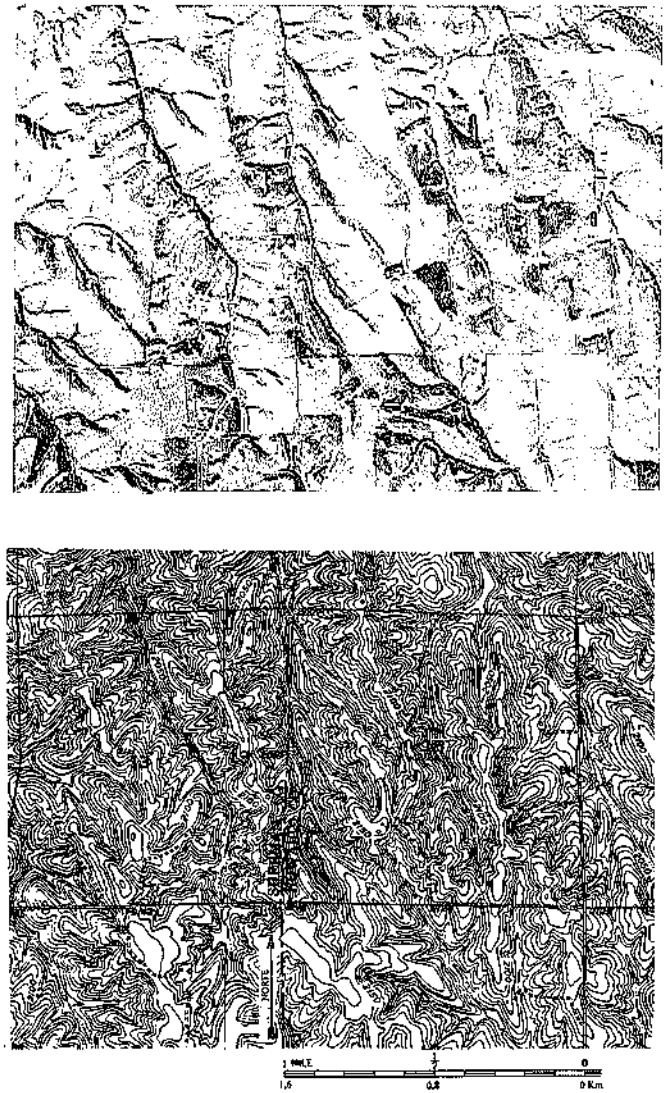


Figura 5.31.-Vista aérea y plano topográfico de un loess. Identificado por sus suaves lomas de limo, generalmente paralelas; su red de drenaje en ángulos rectos; laderas escarpadas; hondonadas y arroyos de fondo plano. (Fotografiado por U.S. Commodity Stabilization Service). PX-D-16263

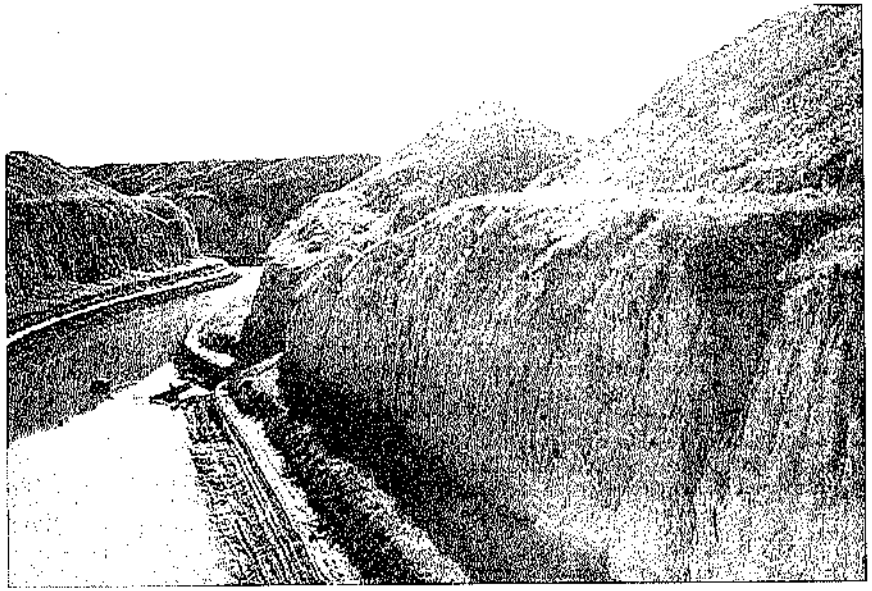


Figura 5.32.- Corte casi vertical de 27 m. de altura en una formación en loess en Nebraska. GE-144-11.

Los depósitos fluviales como terreno para cimientos de presas han dado resultados muy discrepantes. Las dificultades que pueden encontrarse son: capa freática alta, la gran variación de las propiedades del suelo, las filtraciones, asientos y baja resistencia a esfuerzo cortante. Aunque los depósitos de acarreos, generalmente son aceptables como cimientos en presas de poca altura, deben estudiarse cuidadosamente durante la etapa de viabilidad su profundidad y características.

Un tipo importante de depósito fluvial es la terraza, que representa la formación inicial del valle dentro del cual el río se ha encauzado posteriormente. Los restos de estos depósitos se reconocen por sus cimas planas y caras escarpadas, que generalmente persisten en una gran parte del valle. El examen de las partes erosionadas facilita la clasificación y descripción de los depósitos, y la red de desagüe superficial permite tener una idea de su permeabilidad relativa. Un terreno bien drenado apenas presenta canales laterales de erosión, mientras que las arcillas impermeables presentan muchas gargantas laterales. La grava y la arena de las terrazas se sedimentaron en tiempos geológicos. En Estados Unidos hay terrazas en los ríos de todo el territorio, pero predominan en las regiones del Norte. Generalmente las arenas y gravas de estas terrazas están estratificadas, tienen una buena granulometría y son excelentes como canteras de material de construcción. La figura 5-29 muestra una fotografía aérea y un plano topográfico en los que pueden apreciarse los aluviones fluviales y las terrazas.

(d) *Sedimentos lacustres.*- Los depósitos lacustres son el resultado de una sedimentación en aguas tranquilas. Excepto en la proximidad de los bordes de los depósitos, donde las

UDHCONECTA.COM

influencias aluviales pueden ser importantes, el terreno suele estar compuesto de limos de grano fino y arcillas. La estratificación se suele manifestar en capas tan delgadas que da la impresión de una estructura en masa. Los depósitos lacustres se reconocen por su superficie plana rodeada por terrenos más altos. El material que los compone es generalmente impermeable compresible y con una resistencia muy pequeña al esfuerzo cortante. Se emplean principalmente en núcleos impermeables de presas de tierra. En general es un problema controlar la humedad en estos suelos, ya que es muy difícil cambiar su contenido en agua. De estos terrenos se puede decir, casi con seguridad, que serían malos cimientos de presas. El estudio de su empleo como cimiento se sale de los límites de este texto y cuando se intente abordar el problema debe recurrirse a ensayos especiales de campo y de laboratorio.

5.26. Depósitos glaciares.

(a) *Generalidades.*-Los avances y regresiones de los grandes mantos de hielo en el hemisferio norte del Continente Americano durante la época de los glaciares, han dado lugar a configuraciones del terreno fácilmente reconocibles. Estas formas del terreno son canteras importantes de materiales de construcción y pueden ser utilizados como cimientos de presas. A escala más pequeña, se encuentran huellas de la acción del hielo en valles de alta montaña de las Montañas Rocosas y Sierra Nevada (en algunos lugares aún existen glaciares). Los depósitos glaciares son generalmente heterogéneos de naturaleza errática por lo que son difíciles de explorar. Contienen un ancho rango de tamaños de partículas varía desde arcillas o limo a los enormes bolos; y la forma del grano grueso es típicamente subredondeada o subangular, a veces con caras planas.

(b) *Depósitos morrénicos.*-El cuenco glaciar es aquella parte depositada directamente por el hielo con poco o ningún transporte por la acción del agua. Consta de una mezcla heterogénea de bolos, cantos, grava y arena en un medio impermeable, generalmente de finos no plásticos. La granulometría, tipo de fragmentos de roca y grado de meteorización que se encuentra en los cuencos, varía mucho dependiendo del tipo de rocas que encuentra el hielo en su camino, y de su grado de porosidad y meteorización química. Los cuencos glaciares proporcionan normalmente materiales impermeables de suficiente resistencia a esfuerzo cortante, pero será necesario, en general, suprimir los bolos a fin de que el suelo se pueda compactar adecuadamente. La elevada densidad "in situ" producida por la consolidación efectuada por el peso del hielo, hace que los depósitos morrénicos sean buenos como cimientos de presas de poca altura.

Las formas típicas de los terrenos que contienen cuencos son: las morrenas o cuencos planos, que tienen una superficie plana o ligeramente ondulada; la morrena terminal, que es un montículo que forma ángulo recto con la dirección del movimiento del hielo y que a veces se curva de manera que su centro está más hacia aguas abajo que su final; las morrenas laterales o medias, que son cerros paralelos a la dirección del movimiento del hielo. En un terreno morrénico se pueden presentar colinas bajas y en forma de cigarro, con su eje mayor paralelo a la dirección del movimiento del hielo, a las que se denomina "drumlins", y suelen contener suelos de grano fino sin estratificar. La figura 5-30 incluye una fotografía aérea y un mapa topográfico mostrando una morrena terminal típica.

(c) *Aluviones glaciares.*-Los depósitos que forma el agua de licuación de los glaciares son de distintos tipos. Aluviones glaciares planos, procedentes de la glaciación continental y de su glaciación alpina correspondiente, los "valley train", que contienen limo, arena y grava con una estratificación muy incipiente similar a los abanicos aluviales de los aluviones torrenciales, a los que se asemejan en su modo de formación. Los "Eskers", cerros serpenteantes de arena y grava, restos de

lechos de corrientes glaciares que fluían bajo el hielo. Generalmente son paralelos a la dirección del movimiento del hielo, tienen una cresta irregular, flancos de bastante pendiente (alrededor de 30^0) y su altura varía de los 6 a 30 metros; contienen normalmente arena limpia y grava con algunos bolos y estratos limosos, y su estratificación es irregular y poco acusada; son una excelente cantera de materiales permeables y áridos para el hormigón. Los "Kames" con depósitos bajos, en forma de cúpula, parcialmente estratificados y compuestos de limo, arena y grava originados por corrientes glaciares ocultas; su forma en planta suele ser redonda o elíptica, con el eje mayor generalmente formando ángulo recto con la dirección del movimiento del hielo; sus pendientes, composición y usos son similares a los de "Eskers". Los depósitos de lagos glaciares formados en lagos de carácter estacional durante la época glaciar son similares en sus características y usos ingenieriles a los depósitos de los lagos fluviales. Sin embargo, en muchos casos tienen una estratificación de mayor espesor que la de los depósitos recientes de lagos y pueden contener arena fina.

5.27. Depósitos eólicos.

Los suelos depositados por el viento se denominan depósitos eólicos. Los dos tipos principales fácilmente reconocibles son las dunas de arena y el loess. Las dunas son colinas de poca altura y forma alargada o a veces de media luna, con pendientes suaves a barlovento y fuertes a sotavento de los vientos predominantes. Normalmente estos depósitos tienen muy poca vegetación, el terreno es muy rico en cuarzo. Sus características se limitan a: la granulometría, que es la de la arena fina o media; no tienen cohesión; permeabilidad ligeramente alta y poca compresibilidad. Generalmente se clasifican en el grupo SP o SM del USCS.

Los depósitos de loess (polvo arrastrado por el viento), cubren grandes extensiones en regiones planas de la zona templada y tienen una notable capacidad para mantenerse con taludes verticales. La figura 5-31 representa una formación típica de loess en un plano topográfico y en fotografía aérea. El loess consta principalmente de partículas angulares de limo o arena fina, con una pequeña cantidad de arcilla que cementa los granos. En su estado natural, los verdaderos loess tienen una característica estructural, consistente en los agujeros dejados por pequeñas raíces verticales, que los hacen moderadamente permeables en esa dirección. Aunque de baja densidad, los suelos de loess secos tienen una alta resistencia debida a la arcilla cementante, pero pueden perder la resistencia con facilidad y desmoronarse cuando se humedecen. Una vez remoldeados son impermeables, moderadamente compresibles y de baja cohesión. Normalmente entran dentro del grupo ML o en el grupo límite ML-CL del USCS. La figura 5-32 muestra un corte casi vertical en loess de 27 metros de altura.

Los depósitos eólicos son normalmente no aceptables como cimientos de presas, y deben evitarse siempre que sea posible. No obstante, pueden usarse, cuando el resultado de un detenido estudio, así lo aconseje. A tal fin, una característica de primordial importancia es la determinación de su densidad "ir situ" para evaluar su utilización como cimiento de estructuras.

5.28. Suelos residuales.

Conforme aumenta la acción de los agentes atmosféricos, los fragmentos de roca se reducen gradualmente de tamaño hasta que todo el material asume las características de un suelo. Es imposible definir con exactitud la línea de división entre roca y suelo residual, pero desde el punto de vista del Ingeniero, se puede considerar que suelo es el terreno que se puede remover con los métodos corrientes de excavación.

Una característica distinta de muchos suelos residuales es que sus granos son angulares pero suaves. La manipulación del material durante la construcción reduce apreciablemente el

UDHCONECTA.COM

tamaño de sus partículas lo que hace difícil predecir su comportamiento mediante ensayos de laboratorio. Tienen también el inconveniente de que se producen asientos y cambios de sus características después de utilizados. En consecuencia, es mejor evitar los suelos residuales si se pueden emplear otros de diferente tipo.

Es difícil reconocer y clasificar los suelos residuales basándose en su configuración topográfica. Se presentan en cualquier sitio en que no sean identificables por sus formas características los demás tipos de depósitos, y donde el terreno no sea claramente roca. Los piedemontes (fig. 5-3) y derrumbamientos son formas típicas fácilmente reconocibles. Las características debidas a la erosión también pueden servir de ayuda en la estimación de un depósito de suelo residual, puesto que el tipo de roca de que provienen tiene una gran influencia en el carácter del suelo residual, éste debe ser uno de los datos que se determinen siempre que se haya de estudiar uno de estos depósitos. Los suelos residuales son, en general, buenos cimientos para pequeñas presas si las rocas matrices son de por sí buenas.

G. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN GEOFÍSICA

5.29. Generalidades.

Los métodos de campo geofísicos se han utilizado para las investigaciones de ingenieros civiles desde los años 20, cuando las campañas de campo sísmicas y de resistividades eléctricas se empezaron a utilizar en los estudios de los emplazamientos de las presas. En la Basílica de San Pedro se realizó una campaña de campo sísmica en los años 50 para localizar las catacumbas excavadas, antes de llevar a cabo un proyecto de renovación. Con la llegada de la industria nuclear, fue necesario el estudio detallado de los emplazamientos. Parte de esas investigaciones se llevaron a cabo con estudios geofísicos. Los estudios geofísicos iniciales llevados a cabo en los emplazamientos de centrales nucleares atrajeron la atención de los ingenieros civiles y de la Nuclear Regulatory Commission, hasta tal punto que los estudios geofísicos son exigidos por ley para ese tipo de investigaciones.

Una consecuencia directa de esa utilización fue una mayor aceptación por parte de los ingenieros civiles de los estudios geofísicos. Los estudios geofísicos son actualmente utilizados casi de forma rutinaria para completar las investigaciones geológicas y proporcionar información de los parámetros del emplazamiento (por ejemplo, las propiedades dinámicas "in situ", los valores de protección catódica, la profundidad de la roca) que en algunos casos no pueden ser obtenidos con otros métodos. Además, donde los parámetros del emplazamiento puedan ser hallados con otros medios (por ejemplo, ensayos de laboratorio), los valores obtenidos de los estudios geofísicos son también útiles para comprobarlos. La figura 5-33 presenta una idea de la importancia de los diferentes métodos geofísicos utilizados en la ingeniería civil.

Todas las técnicas geofísicas se basan en los contrastes en las diferentes propiedades físicas de los materiales. Si no existen esos contrastes, los métodos físicos no funcionarán. Esos contrastes tienen los rangos acordes a las diferentes velocidades acústicas debidas a las propiedades eléctricas de los materiales. Los métodos sísmicos, reflexión y refracción, dependen del contraste de las velocidades de las ondas de compresión o las de corte de los diferentes materiales. Los métodos eléctricos

dependen de las diferencias en las resistencias eléctricas. Las diferencias en los pesos específicos de los diferentes materiales permiten utilizar métodos gravitacionales en algunos estudios. Las diferencias en la susceptibilidad magnética de los diferentes materiales permiten realizar estudios magnéticos en otras investigaciones. Finalmente, las diferencias en las magnitudes de las corrientes eléctricas naturales en la tierra pueden ser detectadas por los estudios SP (autopotencial).

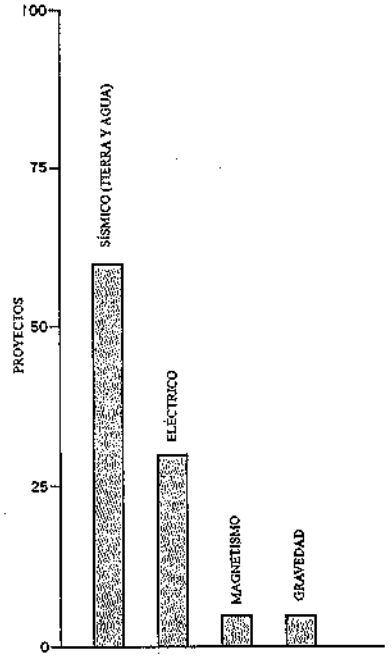


Figura 5-33.- Importancia de los métodos geofísicos en ingeniería civil. (en 100 proyectos).

Los estudios geofísicos, basados en la detección y medidas de esas diferencias, pueden ser diseñados para ayudar a los geólogos e ingenieros en las investigaciones geotécnicas. La refracción sísmica se utiliza para determinar la profundidad de la roca y proporcionar información de las ondas de compresión y cortantes de los depósitos superficiales que están sobre la roca. Esta información sobre la velocidad puede usarse también para calcular las propiedades dinámicas de esas unidades. Los estudios de la resistividad eléctrica pueden usarse para determinar la profundidad de la roca (si no existiera diferencia en la velocidad del sonido) y las propiedades eléctricas de la roca y los depósitos superficiales. Sin embargo, los métodos de resistividad no proporcionan información de las propiedades dinámicas de esas unidades. Los métodos de resistividad han demostrado ser útiles para dibujar las áreas de contaminación de un suelo y una roca, y para delimitar acuíferos. Los métodos gravitacionales y magnéticos no se utilizan tanto como los sísmicos o de resistividad en las investigaciones geotécnicas, pero esos métodos se han utilizado para localizar instalaciones subterráneas (magnéticas) y para determinar el éxito de programas de inyecciones (gravitacionales). Los estudios del autopotencial se han usado para dibujar mapas de filtraciones de presas y embalses.

Las campañas geofísicas pueden usarse en bastantes investigaciones geotécnicas. Con un conocimiento básico de los métodos geofísicos disponibles y los problemas ingenieriles a resolver, pueden diseñarse programas geofísicos para investigaciones geotécnicas.

Los métodos geotécnicos proporcionan información indirecta para determinar las características de los materiales bajo la superficie. En este sentido, es importante que los resultados de las campañas geofísicas puedan ser integrados con los resultados de las observaciones y las investigaciones directas. Sólo de esa forma se puede interpretar correctamente los métodos geofísicos. Cada tipo de método geofísico tiene su utilidad y sus limitaciones (en los siguientes aparatados se incluye más información). Quizás la mayor limitación es el uso de personal que no esté familiarizado con los métodos geofísicos a

UDHCONECTA.COM

planificar, llevar a cabo e interpretar los resultados. En algunos casos, esta limitación puede ser superada y en algunos casos, personal no cualificado puede llevar a cabo las campañas en el campo.

5.30. Técnicas Superficiales Geofísicas.

En los siguientes párrafos se incluye una breve descripción de las técnicas geofísicas existentes.

Cada descripción incluye la aplicación y el equipamiento necesario en cada tipo de campaña.

(a) *Métodos de Refracción Sísmica.*- Las campañas de refracción sísmica se llevan a cabo para determinar las velocidades de las ondas de compresión de los materiales que hay desde la superficie del suelo hasta una profundidad determinada. Para la mayoría de las campañas ingenieriles, la máxima profundidad de investigación es especificada de acuerdo a la naturaleza del proyecto. En muchos casos, el objetivo de la campaña de refracción sísmica es determinar la configuración de la superficie rocosa y las velocidades de las ondas de compresión de los depósitos superficiales. La roca puede ser definida en términos de la velocidad de su onda de compresión. La información obtenida de la refracción sísmica puede ser usada para calcular las profundidades de varias capas profundas y su configuración. El espesor de esas capas y la diferencia de velocidades entre capas determinan la eficacia de las campañas sísmicas de refacción. Estos parámetros también determinan la precisión de los resultados. Las campañas de refracción sísmica no definen todas las velocidades de las ondas de compresión de todas las capas.

(1) *Aplicaciones.*- Las campañas de refracción sísmicas han sido utilizadas en muchos programas de exploración e investigaciones geotécnicas. Las campañas de refracción sísmicas son usualmente utilizadas en los estudios de cimentación para proyectos de construcción y en estudios del emplazamiento, investigaciones de fallas, análisis de seguridad de presas, estudios de alineaciones de túneles, y estudios de excavabilidad.

(2) *Equipos.*- Los equipos básicos utilizados para los trabajos de refracción sísmica consisten en un amplificador sísmico, un receptor (oscilográfico o un osciloscópio) y un traductor (geófono). Dependiendo del alcance del trabajo, puede ser necesario un canal único (un geófono) o un sistema de multicanales.

La mayoría de los equipos fabricados desde 1972 utilizan amplificadores de señal electrónicos. Esta técnica permite limitar la repetición de energía de la fuente sísmica para eliminar los efectos no deseados del ruido del ambiente. Para casi todas las investigaciones ingenieriles, los equipos de 1 a 24 canales son suficientes. Para operaciones a gran escala que necesiten investigaciones más detalladas, pueden utilizarse los equipos de 48 a 1024 canales. Los equipos de más canales necesitan más personal para las operaciones en campo y no son tan fácilmente transportables.

Los geófonos pequeños se usan para detectar la energía sísmica. Esos geófonos están disponibles en muchas frecuencias diferentes, y la frecuencia elegida para una campaña en particular dependerá de los objetivos de esa campaña. La frecuencia normal de los geófonos que se usan en la mayoría de los trabajos de refracción es de 14 hertz (c/s). Los geófonos se conectan a los amplificadores sísmicos por medio de un cable de tierra. En los equipos multicanales, los geófonos se suelen conectar a un cable con diferentes puntos de conexión, llamados "tomas", que se pueden hacer en el cable a diferentes intervalos, dependiendo del espaciado que sea necesario. En la práctica normal, el espaciado de las tomas queda especificado por el fabricante cuando se encarga el cable, y suele ser constante a lo largo del cable. Para una campaña de refracción del tipo ingenieril, no se suelen usar más de 12 a 24 geófonos por cable.

Otros equipos que se usan para la refracción sísmica pueden incluir una máquina para

detonar explosivos, un grabador magnético para grabar los datos sísmicos para procesarlos con un ordenador, radios de dos direcciones, equipos de campo para proporcionar el control topográfico a lo largo de la alineación de los geófonos y los cables de detonación.

(b) *Métodos de Reflexión Sísmica.* – Los estudios de reflexión sísmica proporcionan información acerca de la estructura geológica de la tierra. No proporcionan una información tan precisa de las velocidades de las ondas de compresión como los métodos de refracción. Los estudios de reflexión sísmica han sido utilizados para investigaciones ingenieriles. La información obtenida de la reflexión sísmica puede utilizarse para definir la geometría de las capas profundas y por lo tanto, obtener información de las fallas.

(1) *Aplicaciones.*- Las campañas de reflexión sísmica han sido usadas en muchas investigaciones ingenieriles para obtener información certera sobre la situación y tipos de fallas y la situación de túneles excavados. En algunos casos donde no es práctico usar las campañas de refracción sísmica, puede usarse la reflexión sísmica.

Los estudios basados en reflexión sísmica de alta resolución poco profunda cada vez van tomando más importancia en las investigaciones de los ingenieros. La mayor parte del equipo necesario es portátil, y con la aparición de ordenadores pequeños, el procesamiento de la información se hace de una forma más sencilla. Cuando se usa correctamente, la reflexión sísmica, puede proporcionar alguna información que la refracción sísmica no puede, por ejemplo, información de la velocidad de retorno. Sin embargo, la información de la onda de compresión derivada de las campañas de reflexión puede no ser tan precisa como la de las de refracción. Las velocidades de la onda de compresión que se necesitan para el análisis de los datos de la reflexión sísmica puede obtenerse analizando con un ordenador los datos de reflexión, de las campañas de refracción, estudios de velocidades de ascenso, y el histórico de sonidos.

Los métodos de reflexión sísmica han sido utilizados desde los años 20 en la exploración de crudo. Con la aparición del CDP (Punto de igual profundidad), las técnicas de procesamiento con el ordenador y la digitalización de los datos de campo, las campañas de reflexión sísmica ahora dominan los métodos de exploración de crudo. La reflexión sísmica ahora se usa en el campo geotécnico, proporcionando datos de gran resolución de las capas profundas y la estructura geológica. Estas campañas han sido usadas para estudios del emplazamiento en muchas instalaciones, incluyendo centrales nucleares, estudios de túneles para carreteras y estudios de fallas.

(2) *Equipamiento.*- El equipamiento básico utilizado en las campañas de reflexión sísmica es muy similar a aquellos usados en las campañas de refracción sísmica. En algunos casos el equipo puede ser idéntico. Para las investigaciones ingenieriles civiles y estudios de agua subterránea, puede ser suficiente un pequeño equipo portátil de hasta 24 canales.

Casi todos los datos de reflexión sísmica se graban en una cinta magnética, de forma que los datos de campo pueden ser volcados directamente a un ordenador para su procesamiento. Los equipos portátiles transportables pueden necesitar equipos de aire acondicionado si se trabaja en una zona de calor. Esto se suele hacer montando el equipo en una casa tipo campamento en la caja de un camión. Los equipos de reflexión portátiles más pequeños sujetos a la intemperie, deben de protegerse del sol directo, el calor, la humedad, el frío, y el polvo. Con los cuidados necesarios, esos pequeños equipos funcionarán tan bien como el equipo más grande, montado sobre la caja de un camión para las exploraciones petrolíferas.

El mismo tipo de geófonos se utilizan en las campañas de reflexión y en las de refracción. Basándose en el diseño de la transmisión de la

UDHCONECTA.COM

reflexión sísmica, pueden usarse un grupo de geófonos como una sola estación para filtrar todos los ruidos y ondas no deseadas. Los datos de este grupo de geófonos se suman y se usan como uno sólo. A modo de ejemplo, un cable con 12 puntos de toma de datos puede ser utilizado para grabar las respuestas de 12 grupos de geófonos, cada uno de ellos agrupando 6 geófonos.

Los cables de tierra utilizados en grandes operaciones de reflexión pueden ser diferentes de los utilizados en pequeñas operaciones. Mientras que los cables estándares tienen 12 puntos de toma de datos, los cables especiales de reflexión (de datos) pueden tener 2 o 3 puntos. Una serie de esos cables de datos pueden conectarse ente sí con unos conectores especiales. Además de transmitir los datos de los geófonos a los amplificadores, también pueden cambiarse la posición de los geófonos en el cable utilizando un interruptor. El uso de esos interruptores permiten al operador grabar un elevado número de canales (geófonos) y automáticamente adelanta la posición de los geófonos a lo largo del cable para preparar la siguiente grabación. Esto, por supuesto asume que un número suficiente de geófonos (grupo) se han colocado en el terreno y conectado a los cables de datos.

Otra parte del equipo utilizado en las campañas de reflexión sísmica es una máquina de detonación para detonar explosivos o vibradores (pequeños, portátiles, o sobre camión) para funcionar como fuente de energía. El de vibradores requiere relacionar la señal de salida de la fuente sísmica con la respuesta del geófono. La mayoría de las energías sísmicas se detonan o activan con sistemas de radio bidireccionales.

(c) *Métodos de Ondas de Corte*. Las ondas de corte viajan a través del medio a menor velocidad que las de compresión. Por lo tanto, la llegada de las ondas de corte ocurre después de las de compresión en los sismogramas, o se graban como una segunda llegada. Otros tipos de segundas llegadas se deben a reflexiones, combinaciones de reflexiones y refracciones, y ondas de superficie. Para identificar la llegada de las ondas de corte, se utilizan campañas especiales (técnicas de campo). Estas campañas se diseñan para eliminar las ondas de compresión y las llegadas secundarias no deseadas y amplificar las ondas de corte.

(1) *Aplicaciones*.- En los estudios ingenieriles, las velocidades de las ondas de corte son importantes porque pueden proporcionar información de las propiedades dinámicas del material "in situ". En la figura 5-34, se muestra la relación entre la velocidad de las ondas de compresión, y la velocidad de las ondas de corte, el peso unitario, y las propiedades dinámicas "in situ" de un material. La velocidad de la onda de corte puede hallarse partiendo de la campaña de refracción, de la velocidad de las ondas de corte, de las campañas de ondas de corte, y el peso unitario del análisis geofísico, de los testigos o de los ensayos de laboratorio.

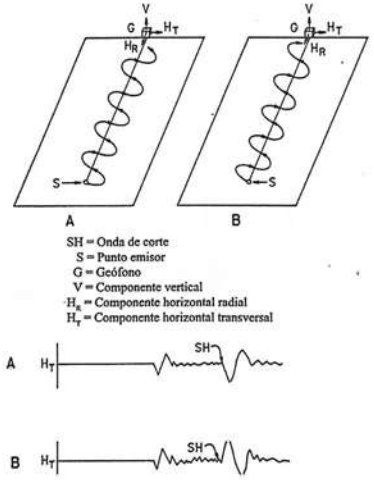


Figura 5-34.- Instalación y lecturas de sismógrafo. 103-D-1866.

Los métodos de las ondas de corte se utilizan para campañas de exploración ingenieriles y de petróleo o gas. Como las ondas de corte son más lentas que las de compresión, las campañas de ondas de corte pueden, en algunas ocasiones, proporcionar mejor información de las condiciones del subsuelo que las campañas de las ondas de compresión (por reflexión).

(2) *Equipos*. Los equipos utilizados en las campañas de refracción y reflexión sísmicas también pueden usarse en las campañas de reflexión y refracción de las ondas de corte. Sin embargo, los geófonos orientados horizontalmente se utilizan para grabar la llegada de las ondas de corte. Estos geófonos tienen una frecuencia natural menor que los geófonos utilizados en las campañas normales de refracción-reflexión.

(d) *Ondas superficiales*.- Las campañas de ondas superficiales se diseñan para producir y grabar las ondas superficiales y sus características. Las ondas superficiales, que viajan a lo largo de los bordes de los diferentes materiales, son las ondas sísmicas más lentas. Como hay cuatro tipos diferentes de ondas superficiales, no hay que grabarlas, si no también determinar sus características. Normalmente, las ondas de superficie se filtran de los datos sísmicos o se ignoran. El término "ground roll" utilizado en exploraciones petrolíferas hace referencia a las ondas superficiales. Hay que tener especial cuidado en las campañas de reflexión sísmica para filtrar las ondas superficiales, ya que pueden interferir con las reflexiones deseadas.

Las ondas superficiales se crean por las interferencias constructivas y destructivas de la refracción y reflexión de las ondas sísmicas. Además de tener velocidades menores, las ondas superficiales tienen las menores frecuencias y las mayores amplitudes que el resto de ondas sísmicas.

Las ondas superficiales que viajan a lo largo de los bordes interiores de un cuerpo se denominan ondas de Stonley. Los otros tipos de ondas superficiales se denominan de Rayleigh, ondas hidrodinámicas y ondas de Love. Estas ondas superficiales y sus características de movilidad se muestran en la figura 5-35.

(1) *Aplicaciones*.- La principal aplicación de la campaña de ondas superficiales, en las investigaciones geotécnicas, es para determinar el tipo y las características de las ondas superficiales que pueden existir en un lugar dado. Esta información es útil para determinar las mejores frecuencias para el emplazamiento y para el análisis del diseño para terremotos.

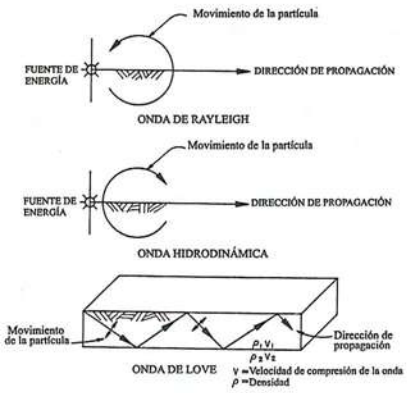


Figura 5-35.- Tipos de ondas de superficie. 103-D-1867.

(2) *Equipos*.- Los cables y amplificadores utilizados en las campañas de refracción normales también pueden usarse en las campañas de ondas superficiales. Normalmente, si están disponibles, se utilizan geófonos especiales. Estos geófonos tienen tres componentes: vertical, horizontal transversal, y horizontal radial (transversal y radial se refieren a la orientación del geófono respecto a la fuente de la energía sísmica). Los geófonos de ondas superficiales tienen frecuencias menores (de 1 a 5 Hz) que los geófonos de ondas normales de refracción y reflexión. Si estos geófonos no están disponibles, se pueden usar los geófonos normales pero con cuidados especiales. Los geófonos verticales pueden usarse como el componente vertical, y los horizontales (como el usado en las campañas

UNIVERSITAT DE LLEIDA BIBLIOTECA ETSEA

UDHCONECTA.COM

superficiales) pueden usarse como componentes radiales y transversales.

(e) *Métodos de vibración.* Las campañas de vibración se usan para medir los niveles de vibración provocados por medios mecánicos o explosiones. Una vez determinados esos niveles, se pueden diseñar procedimientos para reducir la posibilidad de daños por vibraciones.

(1) *Aplicaciones.*- Las campañas de vibraciones se hacen junto a las de extracción, durante las excavaciones, para medir los efectos del tráfico en equipos sensibles, y para medir los efectos de los aviones (vibraciones sónicas) en las áreas urbanas y en los edificios históricos.

Muchas instalaciones de fabricación e investigación contienen equipos extremadamente sensibles con tolerancias a las vibraciones específicamente limitadas. En el caso de construcciones cercanas, las campañas de vibración pueden ser útiles para determinar los límites exactos de las fuentes de vibración permisibles y diseñar procedimientos para reducir los niveles de vibración y mantener el progreso de los trabajos. La misma campaña de vibración puede ser usada en las operaciones de extracción para reducir los niveles de vibración y limitar la rotura y fragmentación de la roca.

(2) *Equipos.*- Hay varias empresas que fabrican equipos diseñados específicamente para las campañas de vibración. Casi todos los equipos son similares, ya que todos están formados por un geófono especial, un amplificador, y un papel para escribir los resultados, y puede tener una cinta magnética opcional y un medidor de sonido. Los geófonos tienen tres componentes, geófonos de baja frecuencia, parecidos (o iguales) a los utilizados en las campañas de ondas superficiales. La mayoría de los equipos pueden grabar movimientos del terreno desde el punto de vista del desplazamiento de partículas, velocidad, o aceleración. Algunos equipos sólo graban en cinta magnética, la cual hay que enviarla al fabricante para que interprete los registros.

(f) *Métodos de perfiles de Resistividad Eléctrica.* – Los perfiles de Resistividad Eléctrica se basan en la medición de los cambios laterales de las propiedades eléctricas de los materiales en el subsuelo. La resistividad eléctrica de cualquier material depende de su porosidad y la salinidad del agua que tiene en sus poros. Aunque la resistividad eléctrica de un material puede no ser representativa de ese material, algunos materiales pueden clasificarse conociendo los rangos de sus resistividades eléctricas. Todas las técnicas de medición de la resistividad eléctrica se basan en transmitir al terreno una corriente de intensidad conocida, a través de dos (o más) electrodos. La separación entre esos electrodos depende del tipo de campaña que se realice y la profundidad a la que se va a estudiar el terreno. El potencial eléctrico del campo que se produce por la aplicación de la corriente, se mide entre dos (o más) electrodos en varios puntos. Como se conoce la corriente y se puede medir el potencial, se puede calcular la resistencia aparente.

(1) *Aplicaciones.*- Los perfiles de Resistencia Eléctrica se utilizan para detectar cambios laterales en las propiedades eléctricas de los materiales en el subsuelo, normalmente a una profundidad específica. Esta técnica se ha utilizado para hacer desde un mapa de la extensión de un depósito de arena y grava, obtener información para una protección catódica de instalaciones enterradas, hacer un mapa de la extensión de contaminación (en estudios de vertidos tóxicos), hasta para estudios de fallas.

(2) *Equipos.*- La mayoría de los equipos de medida de la resistencia eléctrica consisten en un transmisor de corriente, un receptor (para medir el potencial resultante), dos (o más) electrodos de corriente y dos (o más) electrodos de potencial. Hay dos tipos de transmisores de corriente disponibles: transmisores de corriente continua y de corriente alterna. Los transmisores de corriente

continua se alimentan con pilas o baterías níquel-cadmio, su salida es limitada; sin embargo, son fácilmente transportables al emplazamiento. Los transmisores de corriente alterna tienen un rango de salida más amplio, y por lo tanto, pueden alcanzar mayores profundidades. Sin embargo, no son muy transportables, porque necesitan un generador como fuente de alimentación. Las últimas innovaciones en los diseños de transmisores incluyen el uso de corriente continúa en pulsos. Este sistema, de hecho, actúa como un amplificador de señal.

La mayoría de los electrodos de potencial y de corriente son metálicos, normalmente de acero inoxidable o de acero con un baño de cobre. Donde existan corrientes naturales en el terreno, o reacciones electroquímicas que puedan afectar al potencial en los electrodos, deben usarse electrodos no polarizables para medir el potencial resultante debido a la corriente aplicada. Estos electrodos no polarizables consisten en un recipiente de plástico o de cerámica con un fondo poroso sin cubrición. Este recipiente se llena con una solución metálica salina que está en contacto con una barra del mismo metal. Normalmente se usan sales de sulfato de cobre con una barra de cobre.

Los electrodos se conectan al transmisor y al receptor con cables, los cuales normalmente están enrollados en pequeñas bobinas portátiles.

(g) *Sondeos de Resistencia Eléctrica.*- Los sondeos de Resistencia Eléctrica se basan en la medida de los cambios en vertical de las propiedades eléctricas de los materiales en el subsuelo. A diferencia de los perfiles de resistencia, en los que la separación de los electrodos es fija, el espaciamiento utilizado para los sondeos de la resistencia es variable, manteniéndose fijo el electrodo central. La profundidad de análisis se incrementa a medida que se amplia el espaciamiento de los electrodos, por lo cual, los sondeos de resistividad se utilizan para estudiar variaciones de la resistencia con la profundidad.

(1) *Aplicaciones.*- Los sondeos de resistencia eléctrica suelen denominarse "Sondeos Eléctricos verticales", y se suelen usar para delimitar acuíferos y bolsas de agua en estudios de aguas subterráneas. Se han utilizado para delimitar los suelos rocosos, donde puede no haber suficiente contraste en la velocidad para permitir campañas sísmicas.

(2) *Equipos.*- Los equipos usados en los sondeos eléctricos verticales son idénticos a los usados en los perfiles de resistencia eléctrica. Para estudios a poca profanidad, normalmente es suficiente un transmisor de corriente continúa; mientras que para estudios de mayor profundidad puede ser necesario un transmisor de corriente alterna.

(h) *Resistencia eléctrica, Campañas de Dipolo-Dipolo.*- Las campañas de dipolo-dipolo se refieren a las de orientación de los electrodos, donde una pareja de electrodos de potencial se sitúan en cualquier posición respecto a una pareja de electrodos de corriente. Cuando los electrodos de corriente y de potencial alinean, se denomina línea de dipolos axiales (figura 5-36). Los electrodos de corriente se separan de los de potencial un intervalo *n*, que es un múltiplo de la separación de los electrodos de potencial y de corriente. Normalmente, la separación entre los electrodos de corriente y potenciales será la misma. Los dipolos-dipolos se utilizan para determinar los cambios laterales y verticales de las propiedades eléctricas de los materiales del subsuelo a lo largo de una dirección.

(1) *Aplicaciones.*- Los dipolos-dipolos tienen aplicaciones limitadas en la ingeniería y la geofísica de las aguas subterráneas. Este tipo de alineación de electrodos ha sido utilizado principalmente en exploraciones minaras y geotérmicas. Sin embargo, ha sido utilizados en estudios para delimitar minas abandonadas, hacer mapas de los límites entre agua dulce y salada, y mapas de canales de arroyos subterráneos.

UDHCONECTA.COM

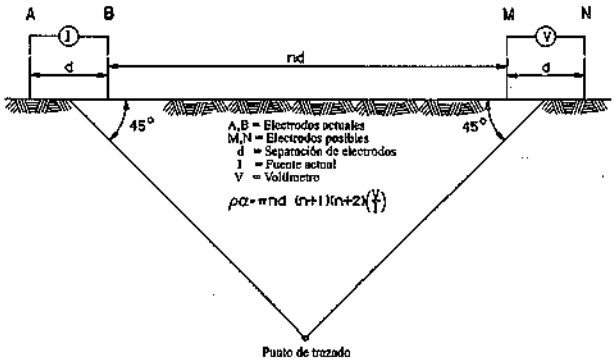


Figura 5-36.- Medida de resistividad dipolo-dipolo. 103-D-1868

(2) *Equipos*.- Los equipos utilizados en las campañas de dipolos son prácticamente iguales a los usados en otros tipos de campañas de resistencia. Sin embargo, como los electrodos de potencial y los de corriente son separados, es preferible tener el transmisor y el receptor como unidades independientes. Se necesitan menos cables que para otros tipos de campañas de resistencia, porque sólo se necesitan los cables para conectar los electrodos de corriente y para conectar los electrodos de potencial. Dado que la distancia que separa los electrodos de corriente y de potencial puede ser grande, normalmente las campañas de dipolo-dipolo necesitan más energía de transmisión que los sondeos de resistencia o de perfiles, por lo tanto, puede ser necesario un generador para el transmisor.

(i) *Perfiles de Conductividad Electromagnética*.- Las campañas EM (Electromagnéticas) utilizan campos electromagnéticos de baja frecuencia, variables en el tiempo, inducidos en la tierra. Básicamente, se trata de un transmisor, un receptor y un conductor enterrado que se unen mediante un circuito eléctrico a través de una inducción electromagnética. Las características de propagación y atenuación de las ondas electromagnéticas en el emplazamiento pueden permitir interpretar las conductividades eléctricas de los materiales en el subsuelo. Dado que la conductividad eléctrica es la recíproca de la resistencia eléctrica, las campañas electromagnéticas también se usan para proporcionar información de la resistencia eléctrica de los materiales del subsuelo. Los perfiles de campañas de conductividad electromagnética se usan específicamente para determinar los cambios laterales en la conductividad de los materiales en el subsuelo.

(1) *Aplicaciones*.- Las campañas EM también se han usado recientemente en investigaciones ingenieriles y de aguas subterráneas. Además, también se han utilizado en ocasiones para localizar tuberías y cables enterrados.

(2) *Equipos*. – Las técnicas de campañas EM requieren de equipos sofisticados, que incluyen una bobina transmisora que induce corriente al terreno. La bobina receptora percibe el campo magnético generado por la corriente inducida y el campo primario generado por el transmisor. Bajo ciertas limitaciones, el ratio del campo secundario inducido frente al campo primario es proporcional a la conductividad del terreno.

Hay dos tipos de sistemas: Espaciado de bobinas fijo y variable. El espaciado de bobinas determina la profundidad del estudio.

Los equipos de bobinas a espaciado constante pueden ser operados por una sola persona, pero debido a que las bobinas son pequeñas, este espaciado sólo se puede usar en campañas poco profundas. Otro equipo puede usarse a diferentes espaciados, y por lo tanto, pueden usarse para estudiar materiales a varias profundidades. Las profundidades, sin embargo, se limitan a un rango preseleccionado que se basa en las restricciones de ajuste de las bobinas y otras condiciones que deben de cumplirse para mantener la relación lineal de las conectividades en el emplazamiento.

(j) *Métodos de Sondeos de Conductividad Electromagnética*.- Los principios en los que se basan las campañas EM se han comentado en los párrafos anteriores. Las campañas de sondeos electromagnéticos se utilizan para determinar los cambios en vertical de las conductividades de los materiales de la superficie.

(1) *Aplicaciones*.- Las campañas de sondeos electromagnéticos se han utilizado para delimitar las áreas de penetración de hielo, para localizar depósitos de grava, para hacer mapas topográficos del suelo rocoso, y para proporcionar información geológica general. Los sondeos EM y las campañas de perfiles también se han utilizado en estudios de fallas.

(2) *Equipos*.- Los equipos utilizados en las campañas de sondeo EM son los mismos que los usados en las campañas de perfiles EM. Se necesitan equipos menos sofisticados para investigaciones poco profundas que para investigaciones a gran profundidad.

(k) *Geo-radar*.- Los estudios realizados con geo-radar tienen las mismas características que los sísmicos. Sin embargo, la profundidad de las investigaciones hechas con radar es menos profunda que las sísmicas. Sin embargo, esta desventaja es parcialmente compensada porque las técnicas de radar proporcionan mucha mas resolución.

(1) *Aplicaciones*.- Las campañas con geo-radar pueden usarse para una variedad de aplicaciones ingenieriles poco profundas, incluyendo la localización de tuberías u otros objetos enterrados, mapas de alta resolución de la geología cercana a la superficie, situación de cavidades cercanas a la superficie, y la localización y determinación del sifonamiento provocado por filtraciones y pérdidas en presas.

Sin embargo, estas aplicaciones quedan limitadas por la poca penetración que se alcanza con las altas frecuencias del radar. Los limos, arcillas, sales, agua salada, el nivel freático, y cualquier otro material conductor en el subsuelo restringirá enormemente o incluso impedirá el paso de los pulsos del radar a mayor profundidad.

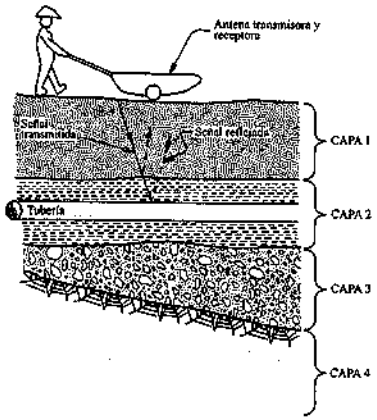


Figura 5-37.- Diagrama esquemático de la penetración del radar en el subsuelo. 103-D-1869.

(2) *Equipos*.- Hay sólo dos o tres empresas que fabriquen equipos de geo-radares en este momento, y pocos contratistas ofrecen esos servicios. Por lo tanto, en la actualidad las alternativas para conseguir equipos y contratar servicios son limitadas.

El equipo consiste en una antena/receptor, una unidad de control/señal de procesamiento, y varios accesorios, como una cinta grabadora y analizadores especiales. Normalmente, este

UDHCONECTA.COM

equipo se suele operar desde un vehículo, excepto la antena/receptor, que puede ser cargada encima del vehículo o empujada manualmente. En la figura 5-37 se muestra un esquema de las operaciones.

(l) *Métodos de autopotencial*.- El autopotencial también denominado potencial espontáneo, o potencial natural, es el potencial eléctrico natural que tiene la tierra. Este potencial aparece por muchas causas, que pueden ser clasificadas en dos grupos (excluyendo las debidas por acción del hombre):

- Potenciales de mineralización, que son fundamentalmente el resultado de la concentración de pilas químicas formadas cuando depósitos minerales conductivos, como el grafito o el sulfito, son alcanzados por el nivel freático.
- Otros Potenciales, que son fundamentalmente el resultado de (1) dos electrolitos de diferente concentración en contacto el uno con el otro, (2) electrolitos pasando a través de un sistema capilar o un medio poroso, (3) un electrolito en contacto con un sólido y, (4) electromagnéticos producidos por corrientes telúricas.

Los potenciales de mineralización son casi siempre negativos y pueden llegar a valores de varios cientos de milivoltios. Los otros potenciales pueden ser positivos o negativos, y normalmente tienen valores menores de 100 milivoltios.

Los otros potenciales producidos por electrolitos fluyendo a través de sistemas capilares o medios porosos (denominado electro-filtración o potenciales de corriente) se utilizan para el estudio de filtraciones. A medida que el agua fluye a través de un sistema capilar, recoge y transporta iones positivos de los materiales cercanos. Estos iones positivos se acumulan a la salida del capilar, dejando una carga neta positiva. Los iones negativos que no son transportados se acumulan a al entrada del capilar, dejando una carga neta negativa. Si los potenciales de corriente desarrollados por este proceso son suficientemente grandes como para ser medidos, puede determinarse el punto de entrada y el de salida de las zonas de concentración de filtraciones a partir de las anomalías en su autopotencial.

(1) *Aplicaciones*.- Los estudios de autopotencial se han utilizado en aplicaciones ingenieriles, para conocer los caminos que siguen las filtraciones en presas, tanto en la zona del embalse como a lo largo de la coronación, pie y estribos. Los estudios de autopotencial también se han usado para conocer las pérdidas de canales y de tuberías enterradas. Las zonas de separación y los límites de algunas masas de deslizamiento han sido estudiados con campañas de autopotencial. Las campañas de autopotencial pueden jugar un papel importante en los estudios de contaminación (delimitación de la contaminación) y la monitorización de pérdidas de vertederos en emplazamientos con riesgo y presas.

(2) *Equipos*.- El equipo básico que se necesita para un estudio de autopotencial es un voltímetro. Pueden usarse voltímetros analógicos, pero debido a los pequeños potenciales que van a medirse, es preferible un voltímetro digital o un multímetro. Los autopotenciales se detectan por el uso de dos electrodos no polarizables embebidos en el suelo o en el agua. Los electrodos no polarizables se usan para evitar el desarrollo de potenciales en los electrodos, que pueden ser mayores que los autopotenciales a medir. Los electrodos no polarizables se conectan al voltímetro (multímetro) mediante un conductor sencillo (cable enfundado). Teóricamente este cable puede tener cualquier longitud, pero, debido a su resistencia hay que tener en cuenta que la longitud del cable normalmente varía de 350 a 700 m.

H. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

5.31. Métodos de Exploración Accesibles.

Los pozos accesibles, excavaciones de gran diámetro, trincheras y galerías, son los métodos de exploración que proporcionan los datos más precisos y completos de los materiales del subsuelo. Estos métodos son recomendables para estudios de cimentaciones en el caso de que los métodos de exploración con sondeos no proporcionen información fiable. Están sujetos a limitaciones económicas, diseño estructural y consideraciones de seguridad, y a la complejidad de la estructura geológica del subsuelo.

(a) *Pozos Accesibles*.- Los pozos accesibles se usan para proporcionar acceso al personal para examen visual, toma de datos, muestras, y ensayar las cimentaciones y los materiales de construcción. Son los más comúnmente usados para obtener muestras y calcular las fuentes potenciales de materiales para fabricar hormigón, o llevar a cabo ensayos "in situ" del terreno. El método más económico para excavar un pozo accesible es hacerlo con una retroexcavadora o un buldózer. La profundidad de los métodos anteriores suele limitarse generalmente a un máximo de 6 metros o al nivel freático. Los buldózer y las retroexcavadoras se usan frecuentemente de forma conjunta para sobrepasar el límite de los 6 metros si el nivel freático está suficientemente profundo. Excavando pozos accesibles con una retroexcavadora en el fondo de una trinchera hecha con un buldózer, se puede llegar a profundidades de 9 metros o más. Todas las excavaciones a cielo abierto de pozos accesibles deben de ser hechas con taludes con la pendiente de estabilidad desde el fondo, pero nunca con una pendiente menor del 0,75:1 de acuerdo con los requisitos del *USBR Construction Safety Standards* [2].

(b) *Perforaciones de gran diámetro*.- Hay que usar excavaciones con entibaciones usando discos de gran diámetro o cubos, para profundidades superiores a los 6 metros. Se han alcanzado profundidades de hasta 30 metros usando este método. Hay que sujetar los muros en toda su profundidad. El soporte típico de los muros para excavaciones de gran diámetro son placas de acero soldadas instaladas después de hacer el taladro o recubrimientos formados por segmentos de acero soldados a medida que progresa el taladro. El acceso al personal al agujero del taladro puede facilitarse con una plataforma elevadora sujeta a una grúa, o una escalera equipada con mecanismo anticaídas y el cinturón de seguridad adecuado. Se puede trabajar a cualquier altura de la excavación usando plataformas de acero unidas al muro de soporte de acero, desde un andamio de acero o desde una plataforma elevadora.

El acceso para analizar el material o tomar muestras detrás del soporte de acero del agujero puede hacerse usando sopletes de acetileno para cortar y quitar la protección en zonas de la circunferencia de entibación de forma aleatoria o quitando segmentos atornillados para exponer el material. Debe de mantenerse una ventilación adecuada en todo momento para el personal que esté trabajando en la excavación accesible, también debe de mantenerse contacto vía radio con el personal en superficie. El agua en la excavación puede ser eliminada con una bomba eléctrica o de aire a presión con un conducto a la superficie. Para quitar el agua puede ser necesario usar varios bombeos, usando los embalses y bombeos adicionales necesarios para elevar el agua del agujero a la superficie.

Tanto los sondeos como las excavaciones son métodos de excavación excelentes para alcanzar una clasificación precisa del material del subsuelo, exponer fisuras naturales o fallas,

UDHCONECTA.COM

obtener muestras inalteradas tomadas a mano, y llevar a cabo ensayos "in situ" del suelo y de las rocas.Por seguridad, todos los sondeos superficiales excavados dejados para inspeccionar deben de ser cerrados con una valla de protección y los taladros deben de ser cerrados con tapas y barricadas.

(c) *Trincheras* - Las trincheras se usan para proporcionar una exposición continua del terreno a lo largo de una sección determinada. En general, sirven a los mismos propósitos que los pozos, pero tienen la ventaja de revelar la continuidad y características de los estratos. Las trincheras se suelen usar para estudios sismotectónicos del desplazamiento del material a lo largo de una falla natural. En estos estudios la trinchera se excava perpendicular a la falla para ver los desplazamientos verticales del material a ambos lados de ésta. (ver figura 5-38)

Las trincheras son mejores para exploraciones poco profundas. Normalmente deben de tener al menos 0,9 m de ancho y una profundidad no mayor de 4,5 m. Las trincheras de más de 1,5 metros de profundidad deben de apuntalarse, entibarse o recubrirse con mallas. El intervalo máximo entre los apuntalamientos o la entibación no deben de exceder de 0,9 m entre los centros de los mismos.

Las trincheras excavadas en pendientes moderadas han sido muy útiles en exploraciones que necesitaban más de los 4,5 metros de límite de profundidad por razones de seguridad. La pendiente natural del terreno permite acceder al personal a mayores profundidades manteniendo la profundidad excavada en 4,5 m. La trinchera en pendiente puede ser excavada con un buldózer, una retroexcavadora, o una excavadora desde la parte superior a la inferior de la pendiente para descubrir los estratos inalterados o exponer las fallas naturales. El perfil expuesto por las trincheras puede ser representativo de los estratos en toda la profanidad de un estribo de una presa; sin embargo, su pequeña profundidad puede limitar la exploración de la parte superior alterada por la intemperie. Las orillas a la vista de un río o los cortes de una carretera pueden proporcionar mucha información del subsuelo. Los materiales superficiales alterados pueden ser quitados por medios manuales, con el uso de maquinaria de escarificado equipada con remolque de extensión o con una dragalina.

(d) *Túneles.*- Los túneles y las galerías se consideran el mejor método y el más caro para la inspección de cimentaciones o formaciones rocosas para los estudios de diseño. Los túneles de exploración y las galerías se suelen excavar en forma de herradura de 1,5 m de ancho y 2,1 m de alto. En el caso de excavaciones a través de rocas inestables o formadas por bloques, los anclajes, las pantallas y los apuntalamientos deben de seguir a la excavación del túnel tan cerca como sea posible.

Las técnicas de explosiones controladas con retardo deben de ser usadas para minimizar la fractura de la roca debajo del túnel o desvíos en la dirección. Una explosión controlada típica implicaría sacar la cuña central del avance del túnel instantáneamente, seguida de una explosión retardada de cargas situadas en el siguiente orden: parte baja, laterales y coronación. Todas las prácticas de seguridad de la construcción de túneles deben de incluir el lavado del túnel o de la cara de avance y los montones de escombros, la comprobación de los fallos de detonación, la extensión de las líneas de ventilación, eliminar las rocas sueltas, los guijarros, etc.

Las operaciones de excavación deben de ir en paralelo con las de creación de mapas y descripción de los trabajos en un diario. Durante la progresión del túnel deben de elegirse los lugares para hacer los taladros o ensayos "in situ" de las rocas, para poder ampliar las secciones del túnel o la galería si fuera necesario para dejar suficiente sitio a los equipos de taladro o ensayo. Deben de programarse los taladros o ensayos para que sigan a las actividades de tunelado, debido a la limitación en el espacio para trabajar.

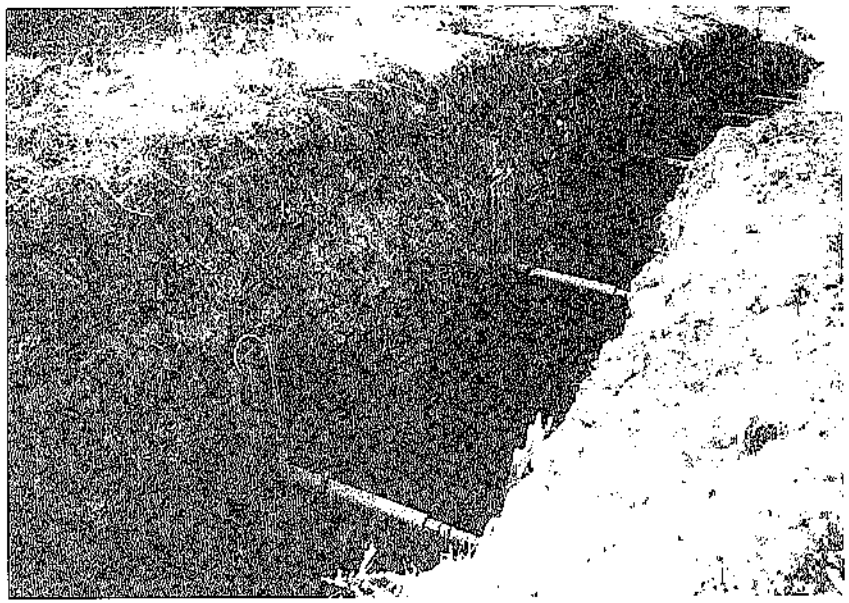


Figura 5-38.- Excavación en trinchera mostrando el apuntalamiento hidráulico. Zanja 1, Pyramid Lake, Nevada (octubre 1983). P801-D-81042

5.32. Métodos de Exploración no Accesibles.

Los penetrómetros, el ensayo de penetración estándar, los taladros, el sondeo de rotación, y sondeos son los métodos de exploración no accesibles normales. De estos métodos, el taladro, el sondeo de rotación y el sondeo son los más usados para exploraciones del subsuelo. Sin embargo, debe de enfatizarse que confiar exclusivamente en los sondeos para obtener información precisa y fiable de la geología de una estructura geológica implica asumir un riesgo que puede ser muy costoso. La complejidad de la estructura geológica debe de determinarse previamente. Algunas veces, la complejidad de la estructura del subsuelo puede determinarse con el taladro de los dos primeros agujeros, situados relativamente cerca uno de otro (de 15 a 30 m) a lo largo del eje de una llanura de inundación o de una estructura. Si hay un cambio drástico en la clasificación, composición, o estructura del material recogido como muestra y la correlación de los materiales no puede ser proyectada entre ambos taladros, debe de tomarse una decisión sobre el método de exploración que debe de usarse en el resto del programa.

Los requisitos económicos y de profundidad son las principales razones para llevar a cabo programas extensivos de perforación, en lugar de construir trincheras o túneles en una estructura geológica compleja. Si se considera que los taladros son el único método posible para llevar a cabo las exploraciones del subsuelo, las siguientes consideraciones deben de tener prioridad:

UDHCONECTA.COM

(1) Toda la información geológica debe de ser unificada y usada para seleccionar la situación de los taladros para optimizar la información del subsuelo con el mínimo de localizaciones de taladros.

(2) Debe de decidirse el tipo de taladro, ensayos "in situ", o muestras necesarias para obtener información válida y pertinente.

(3) Debe de determinarse el tipo de taladro que es capaz de llevar a cabo la exploración.

(4) Hay que desarrollar especificaciones completas y precisas, si el trabajo no puede ser realizado internamente. La adjudicación de los trabajos debe de basarse tanto en la capacidad profesional de haber llevado a cabo trabajos similares, como en el precio.

Aunque los taladros pueden hacerse hasta cierto punto con medios manuales, muchas razones (tecnología de los equipos, coste, requisitos de profundidad, tipo de muestra necesaria, y la necesidad de información precisa del subsuelo) han vuelto obsoletos los medios manuales. Los siguientes párrafos identifican los tipos de equipos mecánicos de taladro disponibles y definen su uso más eficiente y las posibilidades de cada unidad de taladrado.

(a) *Ensayo de Penetración de Cono*.- Un método que cada vez está más extendido en los Estados Unidos es el Ensayo de Penetración de Cono (algunas veces llamado "Ensayo del Cono Holandés). El Ensayo de Penetración de Cono consiste en una cabeza cónica y un manguito que se hinca en el suelo a una velocidad controlada. La resistencia del suelo que actúa en la cabeza cónica y en el manguito se mide con medios eléctricos o mecánicos. Si se mide con medios eléctricos, también pueden medirse otros parámetros como la inclinación y la presión intersticial. El equipo puede ser operado con un taladro convencional o instalado en un camión. A partir de los datos del ensayo, se puede estimar el tipo de suelo, el peso unitario "in situ", la resistencia cortante y la compresibilidad. El ensayo es relativamente rápido de hacer y aunque no se obtenga una muestra del suelo, cuando se hace junto a sondeos convencionales y muestras, se puede determinar rápidamente el tipo de suelo y los perfiles del mismo en las zonas de cimentación y de extracción. En la figura 5-39 se muestra un Penetrómetro de Cono mecánico.

En la figura 5-40 se muestra un Penetrómetro de Cono eléctrico montado sobre un camión. En la figura 5-41 se muestra un ejemplo de los datos de medición de un cono eléctrico. Una descripción más detallada del ensayo de Penetración de Cono se puede encontrar en USBR 7020 y 7021, Realización de Ensayos de Penetración de Conos en Suelos – Métodos Mecánicos y Eléctricos, en el *Earth Manual* [7] del Bureau.

(b) *Ensayo de penetración estándar* - Este es un procedimiento estándar para tomar muestras de la subsuperfice del suelo, con una barrena toma muestras, y al mismo tiempo medir la resistencia "in situ", firmeza y densidad de la cimentación. El toma muestras tiene 5 cm. de diámetro exterior, y recoge una muestra de 3,5 cm. de diámetro. La barrena toma muestras puede ser separada para examinar y quitar la muestra (figuras 5-42 y 5-43), y la resistencia de penetración puede medirse con el número de golpes que un martillo de 63,5 kg. cayendo 76,2 cm. necesita para hincar el toma muestras 30,48 cm. (figura 5-44). Para llevar a cabo este ensayo es esencial seguir un procedimiento estandarizado y que se guarde la información sobre el tipo de suelo, contenido de agua, y resistencia a la penetración. Pueden usarse barrenas toma muestras de un diámetro exterior mayor de 5 cm., sin embargo todos los datos medidos con esas barrenas deben de marcarse visiblemente con el tamaño ellas.

Durante el estudio de la cimentación de las presas deben hacerse sistemáticamente ensayos de penetración, excepto en aquellos puntos en que la resistencia del suelo sea demasiado grande. Debe anotarse y registrar cualquier pérdida de líquido de perforación durante el avance.

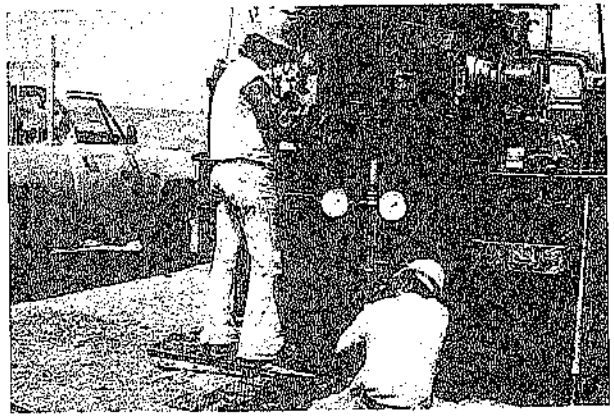


Figura 5-39.-Ensayo de cono de penetración usando un equipo de sondeo convencional.

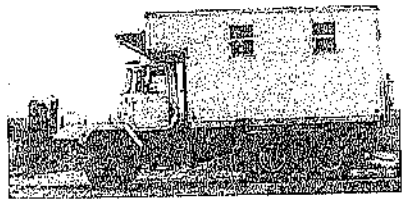


Figura 5-40.- Equipo de cono de penetración eléctrico transportable montado en un camión.

Cuando se emplea entubación, ésta no debe ir por delante de la toma de muestras. Hay que obtener información completa del agua subterránea, incluyendo los niveles y profundidades a las que el agua se pierde o se encuentra presión de agua. Los niveles del agua subterránea deben de medirse antes y después de que la entubación se retire.

En los apartados I y J de este capítulo se incluye información de muestras y datos de los agujeros estándares respectivamente. Los valores de resistencia a la penetración deben de medirse y escribirse en un formato similar al indicado en la figura 5-67. La importancia de los datos de penetración en el diseño de la cimentación de pequeñas presas se indica en el apartado 6.12 y 6.13. Una descripción más detallada del ensayo estándar de penetración se incluye en USBR 7015, Realización de Ensayos de Penetración de Conos en Suelos – Métodos Mecánicos y Eléctricos, del *Earth Manual* [7] del Bureau.

(c) *Sondeos*.- Los sondeos se hacen con taladros potentes que están diseñados para tener un gran par de torsión a pocas revoluciones por minuto, que es lo que se necesita para taladrar y recoger las muestras del subsuelo. La rotación mecánica del taladro extrae las muestras del suelo, por ello la necesidad de un gran par de torsión. Hay taladros multiusos para sondeos, que son capaces de taladrar, rotar, o extraer material, sin embargo, en este apartado se intenta explicar el uso general de cada uno de los distintos tipos de operaciones de sondeo usadas en las exploraciones del subsuelo:

- Taladros helicoidales
- Taladros huecos
- Taladros de disco
- Taladros de cubo

UDHCONECTA.COM

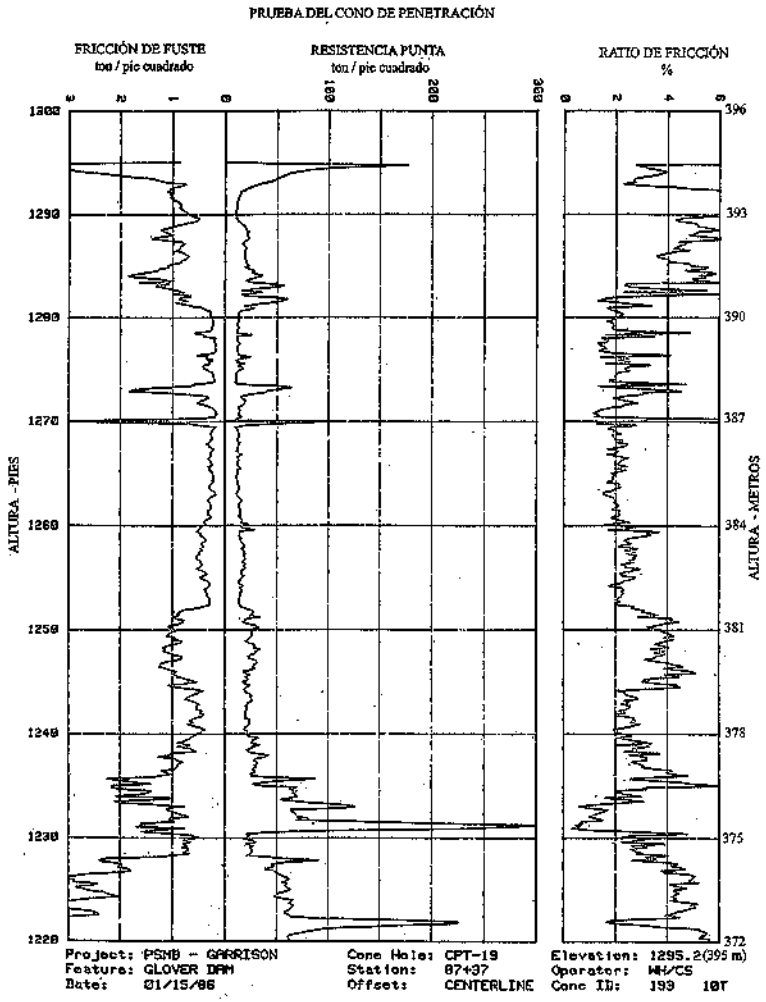


Figura 5-41.- Ejemplo de datos de salida de un cono de penetración eléctrico. 103-D-1870.

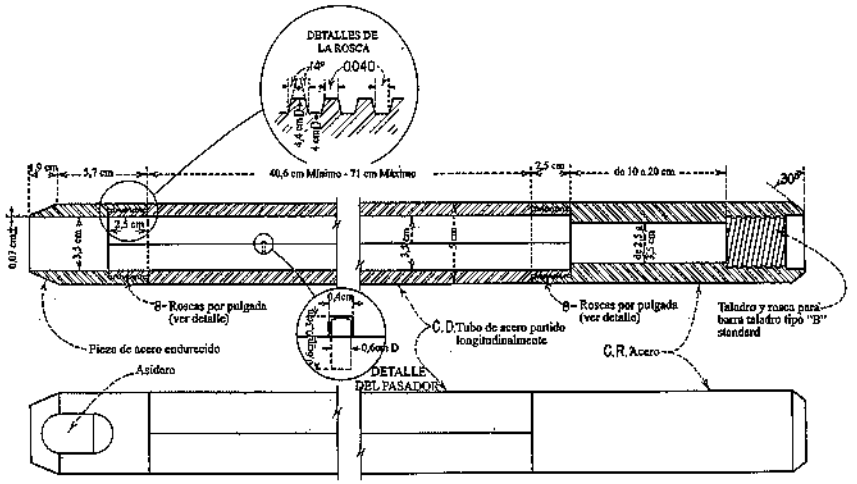


Figura 5-42.- Toma muestras Standard. 101-D-169.

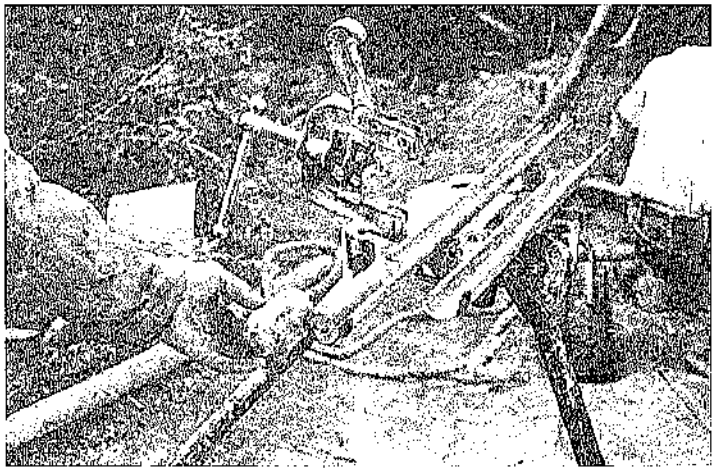


Figura 5-43.- Barrena toma muestras abierta. 288-D-2933.

UDHCONECTA.COM

(1) *Taladro de Barrena Helicoidal.*- El taladro de barrena helicoidal suele ser el método más sencillo y económico entre los de exploración del subsuelo y la toma de muestras alteradas de depósitos subterráneos. Los taladros de barrena helicoidal consisten en eje que rota con una espiral de acero alrededor del mismo.

A medida que cada sección del taladro es introducida en el suelo, se añade otra sección con una espiral exacta que ha sido fabricada para ajustar en el agujero del taladro. La unión de secciones de taladro genera una espiral continua desde el fondo del taladro hasta la superficie. La rotación del taladro hace que los trozos cortados por el sondeo suban a lo largo de la espiral, pudiendo recogerse las muestras en la superficie. La figura 5-45 muestra el funcionamiento de un taladro helicoidal.

Las espirales se fabrican con un amplio rango de diámetros desde 5 cm a más de 61 cm. El diámetro más usado para obtener muestras alteradas es el de 15,24 cm.

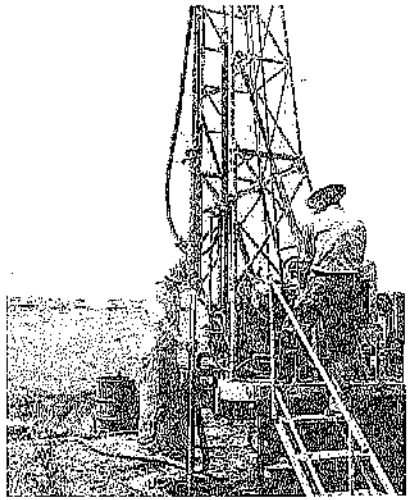


Figura 5-44.- Realización de un ensayo de penetración standard usando un equipo de sondeo PX-D-34356.

Las profundidades de sondeo suelen estar limitadas a las posibilidades del giro del taladro, el nivel freático, estratos con bolos, zonas cementadas o rocosas.

El sondeo con taladros helicoidales es un método económico y productivo usado para determinar la profundidad del nivel freático a baja cota (30 m o menos). También se usan de forma generalizada y eficiente para determinar la extensión y profundidad de la zona de extracción. Las investigaciones de la zona de extracción se basan en una serie de sondeos realizados en cuadrícula para definir los límites y estimar las cantidades de material útil.

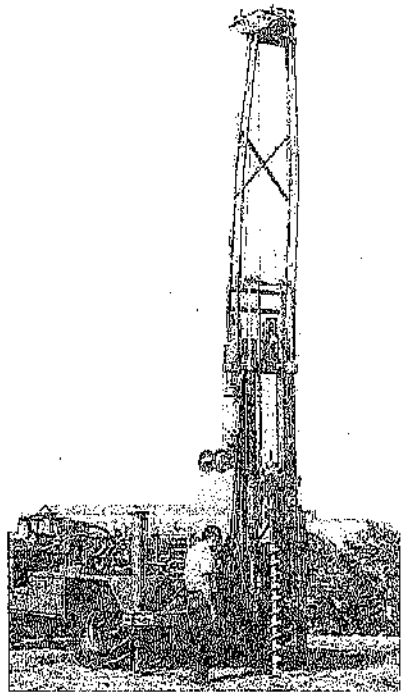


Figura 5-45.- Sondeo de barrena helicoidal montado sobre vehículo todo terreno. D-1635-11.

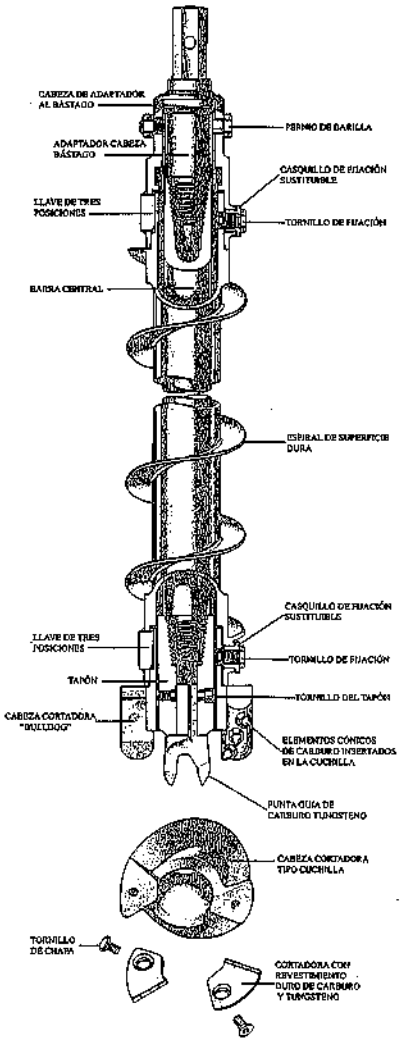


Figura 5-46.- Sistema de taladro hueco con tapón central. D-1635-14.

Los taladros helicoidales son especialmente útiles para recoger muestras formadas por una mezcla de materiales de distintos estratos para establecer la profundidad de extracción de los equipos de cinta transportadora. Las muestras se recogen avanzando el sondeo hasta la profundidad máxima de la cinta transportadora. El avance del agujero se logra disminuyendo las revoluciones por minuto de rotación del eje, al mismo tiempo que se incrementa la presión hacia abajo para que avance hasta la máxima profundidad de la cinta transportadora. Al final del intervalo de penetración, se aumenta la velocidad de giro del taladro sin avanzar más para recoger una muestra de material atravesado. Una vez que el agujero se limpia, el material se mezcla para formar una muestra representativa, y se mete en sacos de acuerdo con los requisitos del laboratorio de ensayos. Entonces el agujero se profundiza para recoger una segunda muestra a una mayor profundidad.

Aunque los procedimientos anteriores, para tomar muestras de material mezclado de diferentes estratos, son eficientes, pueden no ser una muestra representativa del material que ha sido taladrado. Esto puede ser debido a la mezcla del material taladrado con el de las paredes del taladro. Además, los sondeos en suelos sueltos, no cohesivos de estratos de arena pueden dar muestras con una mayor proporción en arena que el volumen de arena que se obtendría de un sondeo con igual diámetro a lo largo de todo el agujero. Por lo tanto, si hay evidencia de contaminación del material, o se recupera mucho material en cualquier intervalo del taladro, debe de usarse una barrena hueca con un sistema interno de toma de muestras o un sistema de testigo continuo en lugar de la barrena helicoidal.

Otros usos útiles y eficientes del taladro helicoidal son:

- Determinación de la profundidad de zonas rocosas poco profundas. Es especialmente ventajoso para estimar el volumen de excavación necesaria para exponer las zonas potenciales de extracción de roca para rellenos o escolleras. Con los métodos

UDHCONECTA.COM

de exploración de taladros se puede confirmar la calidad de la roca potencial y volumen útil.

- Taladrar suelos cohesivos para instalar pozos para monitorizar la fluctuación del nivel freático. Su uso sólo es recomendable en el caso de suelos con estratos cohesivos que pueden ser completamente eliminados del agujero del taladro para dejar un agujero limpio y totalmente abierto para la instalación del pozo y el relleno del material.
- Determinación del espesor de los depósitos potenciales de arena y grava para fabricar hormigón. Esto puede usarse para estimar el volumen que hay que excavar para acceder a los depósitos de grava/arena. La confirmación de la calidad de los materiales para fabricar el hormigón y su volumen útil puede hacerse con una excavación de un agujero o el uso de una barrena de cubo.

(2) *Taladro hueco.*- Los taladros de barrena hueca pueden ser un método eficiente y económico para la exploración del subsuelo, ensayos "in situ" y tomar muestras inalteradas del material que recubre los depósitos. Los taladros de barrena hueca se fabrican de forma similar a los helicoidales, con una espiral de acero soldada a la circunferencia exterior de un eje rotatorio. La diferencia entre el helicoidal y el hueco es el diseño del eje. El taladro continuo helicoidal consiste en un tubo de acero cerrado en los extremos de cada sección por las conexiones a las secciones de taladro adyacentes. Sin embargo, el de barrena hueca, consiste en un tubo de acero hueco a lo largo de toda su longitud, con conexiones en forma de rosca o tornillos a las secciones adyacentes. Las ventajas del taladro de barrena hueca frente al helicoidal son las siguientes:

- Se pueden introducir y operar herramientas para tomar muestras inalteradas usando el hueco, sin afectar al agujero del taladro.
- Pueden taladrarse suelos inestables y zonas de agua y ser entubado por el taladro hueco para evitar cavitación o infiltración en los estratos de suelo adyacentes.
- Pueden instalarse instrumentos y equipos de monitorización del comportamiento del suelo, y después rellenar el hueco del taladro.
- La extracción de las muestras a través del hueco elimina la contaminación del material de los estratos superiores.
- Los sondeos rotativos pueden usar el taladro hueco como entubación para profundizar el agujero más allá de las limitaciones del taladro.

Además de las ventajas enumeradas, el taladro hueco puede ser utilizado para funcionar como un taladro helicoidal continuo. Esto se hace usando un tapón en el centro del tubo, como se muestra en la figura 5-46. El tapón puede ser quitado en cualquier momento para tomar muestras inalteradas o hacer ensayos "in situ" sin quitar las herramientas del taladro.

Antes del inicio de los 80, la toma de muestras inalteradas con los taladros huecos, se hacía quitando el tapón y metiendo toma muestras convencionales, tubos de penetración de paredes finas, o toma muestras de resistencia a la penetración hasta el fondo del agujero. La calidad de la muestra era generalmente satisfactoria pero ese procedimiento era ineficiente, especialmente durante el cambio de sondeos en seco al uso de fluidos de circulación necesarios para eliminar los restos del sondeo durante la toma de muestras con los toma muestras rotativos. Los fabricantes resolvieron ese problema con el desarrollo de herramientas de toma de muestras que recogen muestras inalteradas al mismo tiempo que avanza la barrena hueca y sin necesidad de fluidos para el taladro. Este desarrollo implicó la mejora del método de recogida de muestras inalteradas de calidad de los depósitos superficiales de una forma más eficiente y económica que con cualquier otro método.

Los taladros de barrena hueca se suelen fabricar en longitudes de 1,5 metros y con

suficiente hueco en su eje como para pasar herramientas de toma muestras o de ensayos "in situ" de 5 a 17,7 centímetros de diámetro. Las espirales suelen dimensionarse para taladrar un agujero de 10 a 12,7 centímetros mayor que el diámetro interno del centro del tubo. Las profundidades de sondeo suelen estar limitadas a las posibilidades del giro del taladro, estratos con bolos, zonas cementadas o rocosas.

(3) *Taladro de disco.*- Los taladros de barrena de disco puede ser un método económico para taladrar agujeros de grandes diámetros para tomar muestras alteradas o para instalar un entubado de gran diámetro para exploraciones accesibles. Una barrena de disco tiene una trayectoria en forma de espiral similar a la de un taladro helicoidal; sin embargo, se usa como una herramienta de longitud única en lugar de poder juntarse secciones. La fuerza de rotación se proporciona por un eje de transmisión cuadrado o hexagonal (Kelly). Las cuchillas de corte se sujetan por el disco superior y se quitan elevando el disco del taladro del agujero una vez profundizado de 1 a 1,5 metros.

Los diámetros de los agujeros varían entre 0,30 y 3 metros, y el mayor equipo de perforación de disco puede taladrar hasta 36 metros o más usando ejes telescópicos Kelly. A no ser que se entube, la utilización de la perforación con disco se limita a estratos de bolos o guijarros, arenas saturadas de agua, o suelos bajo su nivel freático. Las rocas alteradas por la intemperie o las "blandas" pueden ser taladradas con eficacia con una barrena de disco equipado con una cuña de dientes (figura 5-47). El hormigón y la roca "dura" pueden ser taladrados con una barrena de disco equipada con una punta cónica de dientes de tungsteno carbono.

Además del taladro y la creación de zonas de exploración profundas accesibles, las barrenas de disco se usan para obtener muestras de gran volumen de estratos específicos del subsuelo. También pueden usarse para taladrar e instalar entubaciones perforadas o protecciones de pozos para la monitorización del agua subterránea. El uso más frecuente de los taladros de disco es para el taladro de cajones para el sector de la construcción.

(4) *Taladro de cubo.*- Las barrenas de cubo, en algunos casos denominadas erróneamente "sondeos de cubo", se utilizan para hacer sondeos de grandes diámetros para tomar muestras alteradas de la capa superficial del suelo y de las graveras. El cubo es como un bidón hueco de acero de gran diámetro, normalmente entre 90 y 120 cm. que se gira con un eje cuadrado o hexagonal (Kelly) conectado a un cabestrante de acero en la parte superior del cubo. El fondo del cubo tiene una bisagra y un disco cortante con cierre equipado con dientes en forma de cuña. El disco cortante se cierra durante la rotación del taladro y tiene una apertura de 23 a 30 centímetros en el fondo, por la cual se recoge el material cortado por el taladro. Después de 0,9 a 1,2 metros de profundidad del sondeo, el cubo se saca del agujero mediante un cabestrante para la descarga del material. El material se descarga mediante un mecanismo que libera la bisagra del fondo o abre un lateral del cubo, que también puede tener bisagras. La operación de taladrado se continúa cerrando el fondo o el lateral del cubo antes de bajarlo al fondo del agujero.

Los diámetros de un cubo estándar pueden variar entre 0,30 y 2,13 metros. Se puede añadir al cabestrante una extensión, equipada con dientes para escarificar, para agrandar el agujero hasta 3 metros de diámetro, usando unos cubos especiales unidos a la grúa. Cuando se usan extensiones para agrandar el agujero, el material desprendido entra en el cubo desde el fondo mientras profundiza con la rotación. El material también entra por la parte superior del cubo, como resultado de agrandar el agujero por la extensión.

La utilidad del taladro de cubo suelen limitarse a arenas saturadas, bolos, caliche, o terrenos debajo del nivel freático si no se entiba. Las formaciones de roca alteradas por la intemperie o las "blandas", pueden ser penetradas con taladros de cubo. Las grandes grúas con un

UDHCONECTA.COM

cubo unido a ellas, han llegado hasta profundidades de 58 metros usando barras telescópicas Kelly y grúas con sistemas de montacargas.

Los taladros de cubo se usan en el sector de la construcción para taladrar agujeros para cajones. Han demostrado ser extremadamente eficientes en depósitos de arenas y gravas para análisis de materiales para fabricar hormigón. También pueden ser usados para taladrar y recoger muestras de gravas y bolos mezclados hasta 20 cm de diámetro. Los taladros de cubo pueden ser un método efectivo para taladrar en exploraciones accesibles profundas. La figura 5-48 muestra un taladro de cubo en funcionamiento.

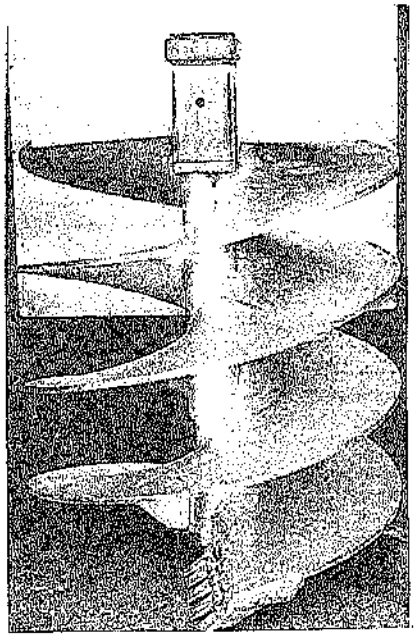


Figura 5-47.- Taladro de gran disco con dientes de ripado. D-1635-18.

(d) *Sondeo rotativo.* – Los sondeos rotativos se llevan a cabo con taladros mecánicos diseñados para funcionar con un par medio a velocidades de rotación variables, de baja (aproximadamente de 100 rpm) para sondeos de penetración, usando cabezas tricono para roca o cabezas con punta de carbono para velocidades medias (aproximadamente 800 rpm) para la toma de muestras en suelos no alterados o muestras de roca con taladros de tubo.

Todos los sondeos rotativos están equipados con bombas de gran presión para inyectar líquidos o compresores de aire para circular el residuo del taladro. Este residuo está formado por el agua, lodos, aire comprimido, o espuma, y se usa para enfriar y lubricar los bordes de corte y para mantener en suspensión las partes cortadas para elevarlas a la superficie.

Se usan siete tipos de sondeos rotativos en las exploraciones del subsuelo:

- Sondeos de mesa rotativa
- Sondeos de cabeza rotativa
- Sondeos de barrena hueca
- Sondeos Kelly
- Sondeos de circulación inversa (rotación y percusión)
- Sondeo rotativo de cabeza con martillo percutor sobre tubo.
- Sondeos rotativos horizontales

Los siguientes párrafos describen cada tipo de sondeo rotativo e indican el uso más aconsejable para el cual fue diseñado. Además, aunque no está considerado como un sondeo rotativo, se describe la operación del sondeo de cable.

(1) Sondeos de mesa rotativa.- Los sondeos rotativos fueron desarrollados inicialmente en el sector del petróleo como una instalación fija, usando maquinaria pesada y un mecanismo de mesa para generar la fuerza de rotación a una serie de varillas rígidas con una cabeza cortante.

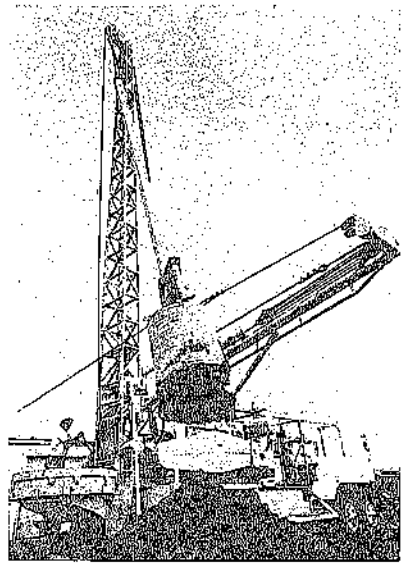


Figura 5-48.- Plataforma de taladro de cubo en posición de trabajo con una triple barra Nelly de 7,3 m (24 pies) y cubo de 91 cm (36 pulgadas). D-1635-20.

La penetración en el agujero se logra usando unos collares pesados unidos a la varillas y unas bombas de presión que inyectan un líquido de circulación a través de un pequeño agujero en la cabeza. El peso, la acción de empuje de la rotación, y la acción del chorro de gran presión de la circulación del medio inyectado se combinan para que el agujero avance rápidamente a través de los depósitos superficiales y de roca. Aunque este tipo de sondeo ha sido muy útil en el sector del petróleo (rápidamente avanza los agujeros hasta grandes profundidades), no está diseñado para llevar a acabo investigaciones a poca profundidad. Este tipo de sondeo tendrá un coste prohibitivo en exploraciones poco profundas y se obtendrán muestras de poca calidad en rocas poco duras.

Una versión reducida de este tipo de sondeo fue desarrollada por los fabricantes de taladros para llevar a cabo taladros de poca profundidad y para investigar el nivel freático. Estos suelen ser taladros montados en camiones con una mesa rotativa de cadena o marcha. El uso de bombas menores y de menos presión con sistemas de bypass proporcionan un mejor control de la inyección del líquido a presión en el agujero que podría erosionar o fracturar la roca fácilmente. Se incluyeron cadenas mecánicas para hincar y así eliminar el uso de pesados collares y controlar con precisión la presión de la cabeza. Sin embargo, un taladro con una cadena para hincar no está diseñado con la precisión de control necesaria para recoger muestras de calidad en suelos o rocas laminadas duras, o rocas duras. Este tipo de sondeo rotativo es usado principalmente en el sector de la inspección de los niveles freáticos y puede ser adecuado para el sector de la investigación del subsuelo como método para instalar sistemas de monitorización del nivel freático.

Los sondeos rotativos pueden hacer agujeros de diámetros entre 15 y 61 cm. La profundidad puede variar entre 760 y 3000 m.

(2) *Sondeo de cabeza rotativa*.- Este sondeo fue desarrollado para proporcionar más control al operador durante el sondeo. Esto se logra mediante el uso de bombas y motores de velocidad variable para imprimir la velocidad de rotación y controlar la presión de la cabeza. La incorporación de sistemas hidráulicos en la maquinaria de taladrado ha mejorado mucho sus posibilidades, funcionamiento, y fiabilidad, con menos coste de parada por reparaciones. Un operador con experiencia puede controlar incluso el sondeo más largo con precisión monitorizando la presión hidráulica de la cabeza de perforación (indicando la resistencia a la rotación de la cabeza); monitorizando la presión del medio de circulación del taladro (fluido) (indicando la situación del agujero, está abierto, cerrado, la cabeza abierta o conectada); y controlando la presión hidráulica de hincado aplicada, haciéndola compatible con la presión necesaria en la cabeza para taladrar la formación a un ratio de penetración constante y eficiente. Además de la posibilidad

UDHCONECTA.COM

de aplicar una presión hidráulica de hincado controlada (presión de la corona), los nuevos sondeos están equipados con controles "flotantes", que proporcionan una presión de hincado por gravedad igual al peso de la cabeza del taladro y las partes del taladro que están en el agujero, y con los controles de "sujeción", que aplica una presión contraria a la de la gravedad para reducir el peso aplicado en la cabeza. Todas estas características han convertido al sondeo de cabeza rotativa en uno de los más avanzados para realizar exploraciones de calidad del subsuelo.

Los sondeos de cabeza rotativa son generalmente taladros de gran longitud capaces de taladrar de forma continua entre 3 y 9 metros sin que necesiten varillas adicionales. En los sondeos convencionales, el avance de los agujeros se suele conseguir usando varillas de 6 centímetros (23/8 pulgadas) y 14 centímetros (5½ pulgadas) de diámetro externo. El diámetro de la varilla del taladro no debe de ser menor que la mitad de la cabeza cortante para asegurar la estabilidad del taladro, mantener la alineación del agujero, y la circulación del material cortado fuera del agujero. Un taladro con una combinación varilla/cabeza de 11,4 centímetros (4½ pulgadas) de diámetro externo de la varilla y una cabeza cortante de 203 centímetros (8 pulgadas) da lugar a un hueco anular de 4,4 centímetros (1¾ pulgadas) entre la varilla y la pared del agujero. Este hueco es suficiente para la eliminación de los trozos cortados a través de él, mediante un medio fluyendo a alta velocidad manteniendo una presión mínima de bombeo. Para agujeros de más de 20,3 centímetros (8 pulgadas) de diámetro, hay que añadir centralizadores o estabilizadores a la varilla, de 2,54 centímetros (1 pulgada) menores en diámetro que la cabeza, aproximadamente cada 9 metros (30 pies). De esta forma se estabiliza el taladro y ayuda a la salida de los trozos cortados en el agujero a través del área reducida del anillo.

Los martillos de percusión se suelen usar con sondeos de cabeza rotativa para su rápida penetración a través de materiales duros,y para mantener una alineación mejor que la que se logra con el uso de cabezas de tricono para rocas.

Las cabezas de tricono suelen girar de 3 a 4 veces más rápidas que un martillo de percusión, pero tienen la tendencia de desviarse de su alineación cuando uno o más de los conos de corte están en contacto con los bordes de un bolo u otra obstrucción. Los martillos de percusión están operados con aire o una mezcla de aire y espuma y suelen girar entre 12 y 20 revoluciones por minuto. La cabeza es ligeramente cóncava y tiene embebidos trozos redondeados de tungsteno-carbono que trocean la roca con los rápidos impactos de las percusiones. La lenta rotación y el impacto directo de un solo trozo de tungsteno-carbono dan lugar a un mejor control de la alineación del agujero que con el uso de una cabeza de tricono.

En los programas de exploración del subsuelo, los sondeos de cabeza rotativa se suelen usar para taladrar y para instalar sistemas de monitorización de los niveles del agua, instrumentos de monitorización del comportamiento estructural, investigaciones geotérmicas, pozos de inyección de fecales, y para extraer muestras de gran diámetro de depósitos superficiales o de roca. Cuando se necesitan testigos continuos, debe de usarse un sistema de cables para grandes diámetros para mantener la eficiencia y eliminar la necesidad de quitar todas las varillas del agujero para recuperar la muestra. En todas las operaciones de extracción que se usen medios de circulación de aire y espuma, el diámetro exterior de la cabeza debe de ser tal que taladre un agujero no menor de 2,22 centímetros (7/8 pulgadas) mayor en diámetro que el diámetro exterior de la varilla. En el caso de circulación de agua o lodo de baja viscosidad, la cabeza debe de tener un diámetro de 1,3 centímetros mayor que el diámetro exterior de la varilla.

Cuando se usan sondeos de cabeza rotativa los diámetros del agujero suelen estar entre 15,24 y 61 centímetros (6 y 24 pulgadas); las profundidades máximas entre 450 y 1525 metros (1500 a 5000 pies). La figura 5-49 muestra un sondeo de cabeza rotativa con la cabeza en la torre.

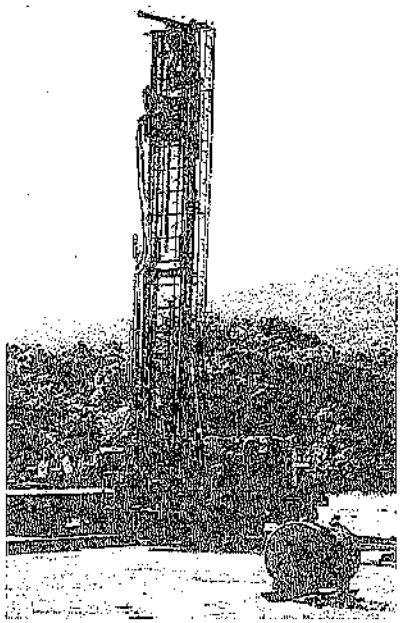


Figura 5-49.- Sondeo de cabeza rotativa con torre de perforación. P801-D-81043.

(3) *Sondeos de barrena hueca.* El sondeo de barrena hueca es un sondeo de múltiples usos desarrollado para proporcionar un método rápido para cambiar de un taladro rotativo a una extracción de muestras. Básicamente, la barrena hueca, proporciona la fuerza de rotación, el empuje de hincando, y retracción a las herramientas de taladrado que se usen. A diferencia de otros taladros rotativos que están solo diseñados para taladrar con varillas de forma tubular o barras de Kelly, la cabeza del taladro de barrena hueca ha sido diseñada para unir un taladro de barrena helicoidal o un taladro hueco, o sujeciones activadas manual o hidráulicamente para sujetar varillas de forma tubular, o sujeciones automáticas para sujetar y taladrar con varillas tipo Kelly.

Otra ventaja de un taladro de barrena hueca es que la apertura de la barrena proporciona acceso para que pasen pequeñas herramientas de toma de muestras o ensayos "in situ" a través de la varilla de un taladro de gran diámetro o la barrena hueca sin tener que desmontar el equipo. Esto es especialmente ventajoso en los sondeos de cables o ensayos de resistencia.

Los sondeos de barrena hueca se fabrican con cabezas hidráulicas de velocidad variable o mecánicas con una transmisión de múltiples velocidades de rotación. La velocidad de descenso y ascenso está controlada hidráulicamente y puede ser automatizada para ser ajustada a una velocidad constante de hincado y presión en la cabeza del taladro. Los taladros de barrena hueca se fabrican con la capacidad de taladrar de forma continua de 1,8 a 3,4 metros (6 a 11 pies) de profundidad de una sola vez, sin tener que añadir varillas adicionales o sujetarla para alcanzar profundidades adicionales.

Se pueden llevar a cabo la toma de una gran variedad de muestras y ensayos con una barrena hueca. Las muestras alteradas pueden obtenerse con un sondeo de taladro helicoidal. Las muestras inalteradas pueden obtenerse con el uso de tubos de pared fina hincados de 7,6 a 12,7 centímetros (3 a 5 pulgadas) o toma muestras de suelos que están diseñados para cerrarse en la barrena hueca y simultáneamente recuperar una muestra de suelo con el avance de la barrena. Las muestras de suelo inalteradas de gran diámetro (de 10,2 a 15,2 centímetros de diámetro - de 4 a 6 pulgadas-) pueden obtenerse usando un taladro con medio de circulación de lodos o aire-espuma y barrenas portatestigos convencionales. El diseño de barrena hueca también permite la toma de muestras con pistón fijo de arenas no cohesivas o suelos saturados con herramientas que requieren una varilla dentro de la varilla del taladro. La toma de muestras en rocas puede hacerse usando sistemas de cables o

UDHCONECTA.COM

barrenas convencionales con medio de circulación de agua, aire, o aire y espuma.

Los ensayos "in situ" pueden ser hechos con el taladro de barrena hueca sin un cambio importante de equipo. Los ensayos específicos "in situ" que pueden ser eficientemente hechos con un taladro de barrena hueca son los de cortante, resistencia a la penetración y ensayos de cono Holandés.

Los agujeros realizados usando los taladros de barrena hueca generalmente no son mayores de 20,32 centímetros (8 pulgadas) de diámetro. Las capacidades de profundidad varían: aproximadamente 46 metros (150 pies) en depósitos superficiales con una barrena hueca, 61 metros (200 pies) en depósitos superficiales con un taladro helicoidal, 244 metros (800 pies) en depósitos superficiales y suelo rocoso con una cabeza rotativa de 15 centímetros (6 pulgadas), y hasta 305 metros (1000 pies) en roca con un sistema de cables de 7,5 centímetros (3 pulgadas) de diámetro.

(4) *Sondeo Kelly.*- Un sondeo rotativo que está equipado con una varilla Kelly está diseñado para taladrar de forma continua de 3 a 9 metros (10 a 30 pies) (la longitud del taladro continuo depende de la longitud de la varilla Kelly) sin tener que acoplar varillas adicionales. La varilla Kelly es una varilla tubular de acero de pared gruesa que tiene 3 o 4 ranuras semicirculares realizadas a espacios iguales del centro en la pared externa y paralelas al eje de la varilla. Las ranuras están hechas de forma continua a lo largo de toda la longitud de la varilla Kelly excepto en la parte superior y la inferior de las conexiones de las juntas.

Los taladros equipados con varillas Kelly están generalmente diseñados para dar la fuerza rotacional a la varilla Kelly a través del uso de una cabeza de taladro estacionaria y un eje hueco rotativo. El eje rotativo está equipado con una barra Kelly que aplica la presión de hincado y la rotación a la varilla Kelly. La barra Kelly tiene clavijas de acero endurecido que encajan en las ranuras para dar la fuerza de rotación a la varilla Kelly. Mientras se aplica el par de rotación con la clavijas en las ranuras, la varilla Kelly tiene un movimiento sin restricciones hacia arriba y abajo a lo largo de toda la longitud de las ranuras. El avance del agujero se logra mediante un acople automático en forma de abrazadera, aplicando una presión controlada hidráulicamente a la varilla Kelly. También es práctica común desacoplar el equipo de empuje automático, en partes relativamente sencillas, y permitir que el peso de todo el taladro (varilla Kelly, varillas acopladas de taladrado, y cabeza) avancen el agujero manteniendo el control de presión mediante los frenos del cable unidos a la parte superior de la varilla Kelly.

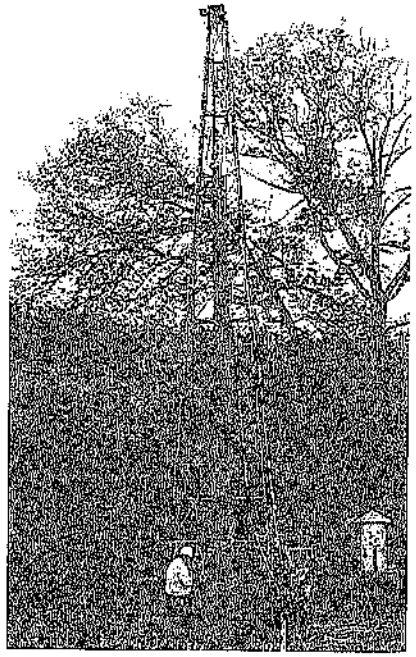


Figura 5-50.- Puesta en obra de sondeo Kelly. Actuador automático de presión y soporte P801-D-81044.

Los taladros Kelly se suelen usar en programas de exploraciones del subsuelo para taladrar

agujeros de diámetros de 15 a 20 centímetros (6 a 8 pulgadas) en depósitos superficiales y suelos rocosos, en toma muestras estándares y para extraer muestras de gran diámetro (de 10,2 a 15,2 centímetros –de 4 a 6 pulgadas-) de suelos inalterados o testigos de rocas con portatestigos convencionales. Normalmente se usa lodo o aire y espuma para eliminar los restos. Un taladro Kelly no se considera eficiente para programas de exploración que requieran una extracción de testigos continua porque generalmente no están equipados para operaciones con portatestigos de cable. Esta limitación reduce significativamente la producción de la toma de muestras porque hay que quitar todas las varillas y el portatestigos del agujero antes de cada extracción.

Los taladros de Kelly tiene su uso idóneo en el taladro y conservación de pozos de observación de agua. El tamaño de los agujeros pueden ser de hasta 30,5 centímetros (12 pulgadas) y las profundidades entre 305 y 457 metros (1000 y 1500 pies). La figura 5-50 muestra un montaje de un taladro Kelly.

(5) *Sondeos de circulación inversa (rotación y percusión).*- Un sondeo de circulación inversa es un sondeo especializado de rotación o percusión que usa una varilla tubular de doble pared. La circulación del medio de taladrado, aire comprimido o aire y espuma, se fuerza hacia el interior del agujero a través del hueco anular entre las paredes internas y externas de la varilla. Para llevar a cabo el taladro de rotación de circulación inversa, la circulación del medio se expulsa cerca de la junta entre la parte rotativa y la varilla central. El medio circula alrededor de la cara exterior para enfriar la cabeza y elevar los trozos cortados a través del agujero central de la cabeza. Los trozos se elevan por el centro del tubo hasta descargarlo por un agujero. Para lograr la circulación inversa del taladro de percusión, el medio de circulación se expulsa justo encima de la zapata de empuje de la varilla externa. El medio fuerza el movimiento de los trozos cortados que han entrado en la zapata hacia arriba por el centro del tubo a un punto de descarga del agujero del collar.

El sondeo de rotación de circulación inversa utiliza una cabeza rotativa hidráulica y un sistema de hincado/elevación hidráulico. Este taladro es útil esencialmente para taladrar zonas con pérdidas por filtración (arenas sueltas, agujeros, etc.), para extraer muestras alteradas no contaminadas, y para ensayar el agua obtenida de un acuífero. Las profundidades pueden llegar a los 305 metros (1000 pies) usando una varilla de pared doble de un diámetro exterior de 14 centímetros (5½ pulgadas) y un tubo central con un diámetro interior de 8,25 centímetros (3¼ pulgadas).

El taladro de percusión de circulación inversa utiliza un martillo de aire o de gasóleo para hincar tuberías de doble pared entre 14 centímetros de diámetro exterior y 8,25 centímetros del diámetro interior del tubo central (5½ pulgadas por 3¼ pulgadas) hasta 61 centímetros por 30,5 centímetros (24 pulgadas por 12 pulgadas). Las profundidades pueden variar entre 15 metros (50 pies) (con la tubería de 61 centímetros - 24 pulgadas-) a 107 metros (350 pies) (con la tubería de 14 centímetros - 5½ pulgadas-). Este taladro es especialmente indicado para taladrar materiales de tamaño de gravas y bolos y para extraer muestras inalteradas no contaminadas de arenas, gravas, y materiales del tamaño de guijarros.

Otra ventaja del taladro de percusión de circulación inversa y la tubería de doble pared es que la tubería puede ser usada como una entibación temporal para depósitos granulares. Después se puede usar otro taladro dentro de éste para tomar muestras o hacer ensayos "in situ" o instalar sistemas de instrumentación subterráneos.

(6) *Sondeo rotativo de cabeza con martillo percutor sobre tubo.* Un taladro de cabeza rotativa equipado con un martillo sobre tubo ha abierto una nueva dimensión a las posibilidades de los taladros rotativos. Este taladro es esencialmente el mismo que el

UDHCONECTA.COM

taladro de cabeza rotativa descrito anteriormente. Al añadir un tubo de protección automático aumenta las posibilidades del equipo de taladrado permitiendo el avance simultáneo del tubo durante la operación de taladrado. Esto es especialmente ventajoso en los sondeos a través de materiales susceptibles de desprenderse o contraerse, como un estrato de arena-guijarros-bolos, arenas saturadas, y limos finos y arcillas blandas bajo compresión.

Antes del desarrollo de los tubos de protección automática, el material que podría desprenderse tenía que ser taladrado, seguidamente extraer todas las varillas y la cabeza cortante del agujero. Entonces se situaba el tubo de protección usando una excéntrica mecánica para elevar y dejar caer un martillo de gran peso que impactaba en un yunque metálico instalado en la parte superior del tubo. La mayoría de las veces el rechazo sólo se podía dar en el material de la parte superior que había sido previamente taladrado. A este procedimiento le seguía un nuevo taladro del material desprendido, quitar las varillas y repetir el intento de entubado. Esta situación, desafortunada pero común, ha provocado pérdidas de rendimiento, dinero y daños en los equipos de los contratistas.

Las tuberías de protección automáticas han sido diseñadas para ser usadas sólo con los taladros de cabeza rotativa. El tubo está diseñado con una apertura circular en el centro de la misma para la rotación de las varillas del taladro en el tubo. Esto permite el avance simultáneo del sondeo con el tubo. A medida que el tubo se baja, la cabeza del taladro se baja para hacer un agujero piloto para la zapata del tubo y para quitar los trozos dentro del tubo.

Los tubos se mueven con aire comprimido. Éste mueve el elemento cortante, que está diseñado para impactar en el yunque del tubo con una energía entre 180 kg por metro (1300 libras por pie), en los pequeños y 1023 kg por metro (7400 libras por pie), en los grandes. La circulación del medio para eliminar los trozos se logra con aire comprimido o aire y espuma. Los trozos se elevan a través del tubo para salir por una espita que forma parte del tubo.

La eficiencia de la rotación del taladro simultáneamente con el martillo y la instalación de un tubo de 25,5 centímetros (10 pulgadas) de diámetro externo y en 55 metros (180 pies) de guijarros homogéneos (de 15 a 30 centímetros -6 a 12 pulgadas-) fue recientemente demostrada en la Presa del Vado, Nuevo Méjico. Se taladraron y entubaron dos agujeros de 55 metros (180 pies) en los estribos de guijarros en 20 horas de trabajo. Se quitó el tubo después de la instalación de una pantalla de pozo y colocar el material de relleno en cada agujero a través del tubo, esto se logró en 14 horas de trabajo. La extracción del tubo se logra gracias a la capacidad del tubo de elevarse para impactar contra un yunque de una barra que le eleva situado en la parte superior. La parte baja de la barra, en el lado contrario del yunque "elevador", está conectada a un adaptador para unir cada sección del tubo.

Uno de los grandes beneficios derivados del uso de un equipo rotativo equipado con un tubo es minimizar la posibilidad de crear una fractura hidráulica en las presas de tierra durante las operaciones de taladrado. Después de la rotura de la presa de Teton en el este de Idaho, la máxima prioridad era instalar instrumentación de monitorización de la seguridad de la presa en los taludes de las presas existentes. Sin embargo, pronto se descubrió que los taladros rotativos, usando lodos, agua o aire, podrían crear graves problemas durante el taladrado de los taludes. La gran prioridad que se dio al programa creó una sensación de urgencia para taladrar e instalar en las presas equipos de monitorización de seguridad tan pronto como fuera posible. Los problemas surgieron cuando se profundizaron los agujeros del taladro sin tubos en algunos taludes. Esas zonas estaban sujetas a encogimientos o desprendimientos y en algunos casos provocaron el bloqueo de las cabezas de los taladros, impidiendo el retorno de la circulación. La imposibilidad de mantener el agujero abierto puede dar lugar al súbito incremento de la presión de circulación del medio, la cual, puede causar la rotura hidráulica del talud.

En 1982, el Bureau of Reclamation desarrolló un método para los taladros rotativos en taludes con medio de circulación de aire y espuma comprimida a gran presión, que prácticamente elimina el peligro de la fractura hidráulica. Simultáneamente se llevan a cabo taladrados y entubamiento usando un tubo empujado por aire capaz de desarrollar 1023 kg por metro (7400 libras por pie) de energía por impacto y 75 impactos por minuto. Tubos especiales de gran resistencia, con diámetros internos de 15,2 y 20,3 centímetros (6 y 8 pulgadas), han sido hincados a profundidades de 122 metros en los taludes de tierra y quitados después de instalar los instrumentos. La circulación del medio de aire y espuma a gran presión queda contenida en el tubo abierto mediante el avance de la zapata del tubo de 15,2 y 20,3 centímetros (6 a 8 pulgadas) por delante de la cabeza rotativa. Este procedimiento asegura la circulación del medio a presión dentro del tubo con la formación de un tapón del suelo compacto en la zapata de corte. Cuando se encuentran materiales de tamaño de guijarros o bolos, se baja la cabeza o el martillo 7,6 centímetros (3 pulgadas) por debajo de la zapata para continuar el avance en el suelo de roca. La acumulación de los trozos a lo largo de la pared interna del tubo se evita con la monitorización continua de la presión de la inyección del aire y la espuma y los trozos que salen cada 1,5 metros (5 pies) de profundidad.

Después de completar el agujero a la profundidad planificada, se instalan los instrumentos y el material de relleno en el tubo. Una vez que se rellena a una altura de unos 9 metros (30 pies) sobre el fondo del agujero, se sacan de 3 a 6 metros (de 10 pies a 20 pies) y seguidamente se continúa el relleno. Este procedimiento deja todo el tiempo la parte superior del relleno en el tubo para evitar desprendimientos de material que dañen los instrumentos o contaminen el relleno. La percusión de los golpes sobre el tubo contribuye a la consolidación del material de relleno debido a la vibración del tubo en la operación de extracción.

(7) *Sondeos rotativos horizontales.*- Los taladros rotativos horizontales fueron desarrollados inicialmente en los años 60 para la instalación de tuberías ranuradas de drenaje en laderas saturadas de agua para su estabilización. El éxito de esta novedosa idea dio como resultado el desarrollo de una industria relacionada con la fabricación e instalación de tuberías de drenaje ranuradas de PVC. Los taladros horizontales están montados sobre tractores orugas para posibilitar su movimiento todo terreno y diseñados con el adecuado reparto de cargas para asegurar su estabilidad y proporcionar el empuje horizontal necesario. El motor del tractor proporciona la energía para el traslado y la energía hidráulica para el taladro. La cabeza rotativa se sitúa en una guía en forma de caja unida al lateral del tractor. Esta guía tiene una posibilidad de movimiento desde la vertical hasta 45° por encima de la horizontal, mediante el uso de cilindros hidráulicos. El taladro se realiza a lo largo de una longitud de 3 metros (10 pies) sobre la superficie lisa de la guía. El empuje y la retracción de la cabeza están controlados hidráulicamente a través de la combinación del uso de un pistón hidráulico, equipado con una polea de cable, y un cable unido a la cabeza.

El taladro se hace usando varillas personalizadas, de 4,7 centímetros (2¼ pulgadas) de diámetro interno por 7,6 centímetros (3 pulgadas) de diámetro externo, o de 11,4 centímetros (4½ pulgadas) de diámetro interno por 12,7 centímetros (5 pulgadas) de diámetro externo. La varilla menor se usa para colocar una tubería ranurada de 5 centímetros (2 pulgadas) de drenaje de PVC, la varilla grande se usa para instalar tuberías de drenaje de hasta 10 centímetros (4 pulgadas), piezómetros, o tubos para un inclinómetro. Se colocan unas piezas especiales de punta de carbono o triconos en la

UDHCONECTA.COM

punta de la varilla del taladro, la cual se fabrica con dos ranuras en forma de J, situadas en los lados opuestos de las paredes del cuerpo del taladro. La pieza de unión (junta de conexión de la pieza al cuerpo) está soldada a una camisa tubular de acero que se fabrica con un diámetro interior ligeramente más grande que el diámetro exterior de la parte del taladro en forma de J. Se suelda una clavija de acero endurecido a lo largo del diámetro interior de la camisa para cerrarla en las ranuras en forma de J de la pieza. La pieza se coloca para taladrar empujando la camisa sobre la pieza del taladro hasta que toca el fondo de la clavija endurecida en la ranura en formad de J, y se cierra con un giro de un cuarto de vuelta en la dirección opuesta al giro del taladro. La figura 5-51 muestra el taladro horizontal Modelo 500 Aardvark en funcionamiento.

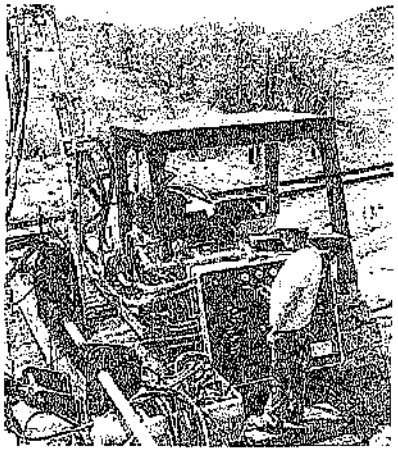


Figura 5-51.- Sondeo horizontal rotativo. Modelo 500 Aardvark con una guía lateral en forma de cajón, montada sobre un tractor oruga. P126-100-4001.

Los procedimientos con más éxito en la estabilización de las laderas evolucionaron desde una buena planificación a analizar el sistema hidrogeológico. Esto se lograba perforando varios pozos verticales de observación del nivel del agua, a lo largo de la ladera desde el pie de la misma, para determinar el ángulo de perforación necesario para interceptar la zona de influencia del agua para drenarla a través de la instalación de drenajes. Las perforaciones se situaban en el pie de la ladera y a lo largo de la ladera a elevaciones estratégicas respecto el pie de la misma (el número de puntos depende del área y la pendiente de la ladera). Entonces, se coloca el taladro rotativo horizontal en su situación y la guía se eleva y asegura en el ángulo de interceptación.

El taladrado para colocar los drenes en las laderas se lleva a cabo usando agua como medio de circulación para sacar los trozos. El taladrado en horizontal o en ángulo en las laderas suele ser una operativa de gran productividad (una velocidad media de 2,4 a 3 metros por minuto -6 a 10 pies por minuto-) principalmente porque el material está saturado y suelto. Puede llegar hasta profundidades de 244 metros (800 pies) usando una cabeza de 11,4 centímetros (4½ pulgadas) con una varilla de 7,6 centímetros (3 pulgadas) de diámetro externo, y hasta 152 metros (500 pies) usando una cabeza de 16,5centímetros (6½ pulgadas) con una varilla de 12,7 centímetros (5 pulgadas) de diámetro externo. La mayoría de los drenajes se perforan en la ladera en forma de abanico.

Una vez que se ha perforado el agujero hasta la profundidad deseada, la cabeza se suelta de la varilla, y se instala una tubería ranurada de PVC dentro de la varilla hasta que toque la cabeza del taladro. Una válvula de no retorno, colocada detrás de los puertos de descarga de la cabeza, impide la entrada del agua o de los trozos del taladro en la varilla durante la instalación de la tubería de drenaje. Se instalá una longitud de tubería de drenaje en la varilla igual a la longitud total del agujero más 0,9 metros (3 pies), para asegurar que el punto de descarga del agua está fuera de la entrada del agujero. La cabeza se une a la varilla del taladro que contiene la tubería de drenaje ranurada, y se perfora de 0,3 a 0,5 metros

adicionales (1 a 1,5 pies) sin usar el medio de circulación. Esta operación fuerza los trozos secos a tapar y a agarrar la cabeza del taladro, la cual puede ser extraída de la varilla. Después de la perforación en seco, se bombea agua en la varilla a una presión aproximada de 21 kg/ cm^2 (300 lb/in^2) detrás del tapón. Una rotación inversa del taladro desengancha la parte expandible de la pieza ranurada en forma de J. A esto le sigue un tirón rápido (con gran fuerza) de la varilla mientras se monitoriza la presión de la bomba para ver la repentina bajada de presión. La repentina bajada de presión confirma que la pieza se ha desenganchado y seguidamente se extraen rápidamente las varillas. Una vez que se han extraído las varillas, la tubería de drenaje se mantiene en el agujero (contra la parte expandible) gracias al agua a presión que se inyecta contra un pistón flotante situado en el final de la tubería de drenaje. Este pistón flotante mantiene la presión en la tubería de drenaje para evitar que se extraiga la tubería al quitar la varilla. Una vez que todas las varillas se han quitado, la descarga del drenaje se conecta a una tubería y se conduce lejos de la ladera.

El dejar una pieza en el agujero generalmente preocupa al desperdiciar una parte del taladro que podría ser usada en perforaciones posteriores. El coste es insignificante comparado con el coste de extraer todas las varillas, recoger la pieza, y tratar de instalar una tubería de drenaje en un agujero que ha colapsado.

Además de las perforaciones para instalar drenajes en laderas saturadas de agua, los sondeos rotativos horizontales, han demostrado ser muy eficaces y efectivos en otros tipos de trabajos en el subsuelo, los cuales se indican a continuación:

a. Sondeos para la geología de la alineación del túnel.- En el emplazamiento de la presa de Buttes, Arizona, se perforó una alineación de un túnel de un desvío del río hasta una profundidad de 283 metros (927 pies) usando un taladro rotativo horizontal y un toma muestras NWD-3 unido a él. Se recuperó un 98,9 por ciento de la muestra. La productividad fue buena a una velocidad de 7,9 metros (26 pies) por turno; sin embargo, la unión de un toma muestras de cable podría triplicar la productividad del toma muestras convencional.

b. Instalación de tubo para un inclinómetro.- El método más productivo y eficiente conocido para perforar, instalar y rellenar un tubo para un inclinómetro es usando un taladro rotativo horizontal. El taladro puede auto-transportarse a los emplazamientos difíciles. El agujero del inclinómetro puede ser perforado con una cabeza expandible de 15,8 centímetros (6¼ pulgadas) y una varilla de 10,8 centímetros (4¼ pulgadas) de diámetro interno. El tubo del inclinómetro puede instalarse en el fondo del agujero a través de una varilla de gran diámetro. Después de desenganchar la pieza expandible, el hueco anular entre la pared del agujero y el tubo del inclinómetro puede ser rellenado con lechada con una bomba a través de la varilla del taladro. Cuando la lechada llega hasta el inicio del taladro, se puede quitar la varilla para terminar la instalación del tubo del inclinómetro. Una vez que se termina, hay que bajar una tubería para inyectar agua hasta el fondo del tubo para circular agua limpia y eliminar la lechada que pueda haber entrado en las juntas del tubo del inclinómetro.

c. Instalación de un piezómetro.- El procedimiento de perforación e instalación es el mismo que el descrito en el tubo para el inclinómetro. Sin embargo, el procedimiento de relleno se modifica para ser compatible con el tipo de material de relleno usado. Generalmente, se utiliza una arena limpia bien graduada alrededor de la punta del piezómetro o a una altura específica sobre las ranuras de una rejilla de pozo. Esto puede lograrse situando en la varilla un volumen medido de material de relleno que tiene de 30 a 60 centímetros (1 a 2 pies) mayor que el volumen necesario para rellenar el agujero después de quitar una sola varilla. La cabeza del taladro se acopla al collar de la varilla, y se quita una varilla mientras que simultáneamente el agua

UDHCONECTA.COM

limpia se bombea y se rota lentamente para forzar el relleno fuera de la varilla. Este procedimiento deja de 30 a 60 centímetros (1 a 2 pies) de material en el fondo de la varilla que protege el piezómetro de un agujero abierto y un posible desprendimiento. El procedimiento de quitar el relleno y la varilla se repite a incrementos hasta finalizar el agujero al completo.

d. Sistemas de monitorización de placas de asiento.- La presa del Cañón de Choke , Tejas, fue construida con unas placas de asiento de 0,84 metros cuadrados (1 yardas al cuadrado) embebidas en el interfaz de contacto del talud y el material compactado superficial justo debajo del talud. Después de la finalización de la construcción del talud, se instaló un taladro rotativo horizontal en la cara aguas abajo con una pendiente 3:1 para taladrar e instalar una varilla de refuerzo de acero de medida que tocara la placa para medir los asientos del talud. El taladro fue hecho usando una varilla de 7,6 centímetros (3 pulgadas) de diámetro exterior y una cabeza de 10,8 centímetros (4 ¼ pulgadas) con agua como medio de circulación. Las placas se situaron en 6 estaciones separadas a lo largo del talud a una profundidad media de 42,7 metros (140 pies). Una vez que la cabeza toca cada placa, se extraen las varillas y se quita la cabeza. La segunda fase de la perforación se realizó con un taladro de tubo abierto para tocar la placa de acero. Se bajó una tubería de 5 centímetros (2 pulgadas) hasta que tocó la placa. Se inyectó un sello bentonítico en el fondo del agujero mientras se quitaba una sección de la varilla de 3 metros (10 pies). La bentonita se usó para sellar el tubo para impedir la entrada de la lechada. La instalación se completó rellenando el hueco anular entre el tubo y la pared del agujero con lechada desde la parte superior del sello de bentonita hasta el inicio del agujero. Una vez que se quiten todas las varillas del agujero e iniciar la lechada, se coloca una varilla de acero reforzado a través del tubo hasta tocar la placa.

(8) *Taladros de cable.*- Aunque los taladros "churn" o de cable, no son capaces de llevar a cabo perforaciones rotativas, se utiliza mucho en lugar de o en combinación con los taladros rotativos o de toma de muestras. El procedimiento del taladro de cable es uno de los métodos más antiguos de perforación, y continúa siendo uno de los métodos principales usados para perforar pozos de agua. La perforación se hace elevando y dejando caer una pesada masa en forma de punzón romo. El peso está unido a un cable de acero que es subido y soltado en caída libre alternativamente. El cable se suspende de una polea montada en una viga oscilante que absorbe la carga creada por la rápida liberación de la carga en el cable en tensión hasta el impacto del peso. El impacto del punzón romo pulveriza el suelo y los materiales rocosos a medida que avanza el agujero. Los trozos se suspenden en una lechada que se inyecta en el agujero. Cada avance de 3 a 6 metros de profundidad (10 a 20 pies), se quitan los cables del agujero y se baja un cubo con una válvula en su fondo para recoger la lechada. Este proceso se repite hasta perforar todo el agujero.

También puede unirse un cubo para tomar muestras en lugar del punzón romo. De esta forma, el taladro de cable puede usarse para tomar muestras y para avanzar el agujero sin usar agua y hacer barro en el agujero. Este método ha sido usado para tomar muestras en terrenos glaciares donde un gran espesor de depósitos superficiales descansa sobre la roca. Este método también se ha usado para tomar muestras y colocar instrumentaciones en los taludes de presas. En el Bureau of Reclamation ha habido poca experiencia con esta forma de tomar muestras; sin embargo, el potencial de esta antigua tecnología es muy grande.

El taladro de cable es muy usado para perforar y colocar un tubo a lo largo de un material repleto de guijarros o fracturado para perforar el material a más profundidad con taladros de punta de diamante. Cuando es crítica la alineación vertical el método de perforación con cable es el más fiable. Este método se ha

usado satisfactoriamente en el sector del petróleo con agujeros de 38 centímetros (15 pulgadas) a profundidades de 2133 metros (7000 pies). La sencillez del equipo hace que el taladro de cable sea el método menos caro para perforar agujeros.

(e) *Taladros de toma de muestras.*- Los taladros de toma de muestras son taladros rotativos diseñados para perforar y extraer muestras cilíndricas de rocas. La mayoría del equipo de taladrado se diseña con marchas o cabezas rotativas hidráulicas de velocidad variable capaces de girar a hasta 1800 r/min (figura 5-52). Las posibilidades medias con estos taladros van de un rango desde 1,9 a 8,6 centímetros (¾ de pulgada a 3⅜) y profundidades de 304 metros (1000 pies). La extracción de muestras de mayor diámetro (10 a 15 centímetros- 4 a 6 pulgadas-) se suelen hacer con taladros rotativos (descritos en el apartado 5-32(d)) y pueden extraerse muestras de 15 centímetros (6 pies) de diámetro usando un taladro de perdigones.

La idea de que las perforaciones con cabezas de diamante deben de realizarse a la máxima velocidad posible, independientemente del tamaño de la muestra, para ser eficientes, ha sido un error generalizado. Sin embargo, este tipo de procedimiento normalmente reduce la vida de la cabeza, la velocidad de penetración, y da lugar a una vibración que produce roturas de muestras o bloqueos prematuros de las muestras.

La perforación con cabeza de diamante puede compararse con el uso de taladros de prensa o un taladro en un torno de un taller. Se rota una cabeza de pequeño diámetro a gran velocidad aplicado una presión mínima sobre ella, mientras que los taladros de gran diámetro tienen que girar a poca velocidad con una presión considerable sobre la cabeza. Cualquier variación respecto a este procedimiento tiene como resultado vibraciones en la cabeza, que se desafile la cabeza, y poca velocidad de penetración. Esto mismo ocurre en la perforación para la extracción de testigos. La velocidad de giro y la presión en la "corona" debe de ser compatible con el tipo y la dureza de la roca que está siendo taladrada para lograr una penetración suave y constante a lo largo de la toma de la muestra. Cualquier variación dará lugar a la pérdida de muestras extremadamente costosas, poca productividad y una muestra de poca calidad.

Todos los taladros para tomar muestras están equipados con bombas o compresores para la circulación del medio, usando agua, lodos, aire o aire con espuma para enfriar y lubricar las muestras y transportar los trozos de la muestra y los del taladro hasta la boca del agujero. La mayoría de los taladros de este tipo están equipados con un mástil, un cabestrante motorizado para elevar cargas pesadas o bajar un cubo para tomar muestras a través de las varillas del taladro.

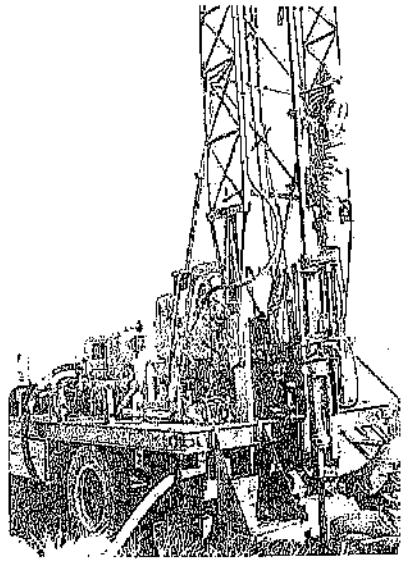


Figura 5-52- Torre de perforación de un taladro de toma de muestras usado en la exploración del cimiento de una presa. E-225-4NA

UDHCONECTA.COM

Aunque algunas torres de perforación han sido fabricadas con marchas o sistemas de subida y bajada con cadenas, el control preciso de la cabeza se consigue mejor usando un sistema hidráulico de subida y bajada. El sistema hidráulico tiene que tener un regulador de control de precisión para mantener la presión deseada en la cabeza. Las torres de perforación de taladros profundos deben de estar equipadas con un control de la presión aplicando presión hidráulica contraria al peso del taladro.

Hay muchas variaciones en el diseño de las torres de perforación y los taladros que han sido fabricados especialmente para la toma de muestras. Sin embargo, sólo hay dos tipos básicos, además de las posibilidades de los taladros rotativos descritos en el apartado 5.32(d). Estos son los taladros convencionales o de cable, se usan para perforar y extraer muestras de hasta 8,6 centímetros (33/8 pulgadas) y taladros de perdigones para la extracción de muestras de 1,8 metros (6 pies) de diámetro.

Los siguientes párrafos describen cada tipo de taladro para extracción de muestras y su uso más óptimo:

(1) *Taladros para Extracción de Muestras Convencionales y de Cable.*- Estos taladros son capaces de girar a gran velocidad (hasta 1800 r/min) para recuperar muestras de pequeño diámetro desde 1,9 centímetros (¾ pulgada) a 20 centímetros (8 pulgadas) de diámetro; sin embargo; la extracción de muestras está limitada a 8,6 centímetros (33/8 pulgadas) de diámetro. La perforación con taladros convencionales para extraer muestras se hace usando varillas estándares rotativas a las que se une un porta testigos. Después de cada tramo, se quitan todas las varillas y el porta testigos del agujero para extraer la muestra. Un taladro de cable para extraer muestras usa varillas de gran diámetro externo dentro de las cuales se baja un porta testigos con un cable y se acopla mediante un pestillo situado en el final de la varilla. Cada tramo de extracción de muestras, se baja una herramienta con el cable para liberar y enganchar la parte interior del toma muestras para la extracción de la muestra.

El taladro para la extracción de las muestras se limita normalmente a la extracción poco profunda, o cuando los tramos de extracción están separados por intervalos del avance del agujero por el taladrado de la roca. Sin embargo, el avance sin recuperación de muestras puede lograrse quitando la parte interior del toma muestras y bajando la broca, la cual tiene un mecanismo de cable con pestillo, dentro de la varilla del taladro con cable.

Otras ventajas del taladro con cable frente al convencional se indican a continuación:

- Productividad.- La productividad del taladro de cable es de tres a cuatro veces mayor.
- Protección del Agujero.- La varilla de gran diámetro funciona como un tubo que protege el agujero en todo momento de desprendimientos de material y zonas de estrechamientos.
- Estabilización del Taladro.- El taladro de cable ayuda a eliminar la vibración en la varilla y los golpes debidos a la rotación minimizando el hueco anular entre la parte exterior de la varilla y la pared del agujero.
- Aumento de la Vida Útil de la Cabeza.- El único momento en que las varillas deben de quitarse del agujero en un taladro de cable, es para reemplazar una cabeza desgastada. El subir y bajar la varillas en el agujero, como se hace con un taladro convencional, reduce la vida útil debido a que el diámetro exterior estándar de las piedras (diamantes) de la cabeza están en contacto con las formaciones de rocas abrasivas durante las operaciones de "movimiento" de las varillas. Esto es mucho más evidente en la perforación de un agujero horizontal o en ángulo. Además, al quitar las varillas del agujero se pueden desprender fragmentos sueltos de roca. Teniendo que escarillar el material caído cuando se bajan las varillas al fondo del agujero.
- Ensayos de Permeabilidad al Agua.- Los ensayos de permeabilidad en un taladro de cable pueden hacerse elevando la varilla aproximadamente 0,9 metros (3 pies) sobre el fondo del agujero, entonces se baja un envase a través de la cabeza sellándose contra la pared del agujero. Las perforaciones con taladros convencionales necesitan quitar todas las varillas y el toma muestras antes de bajar el envase en la zona que debe de ensayarse.

Algunos taladros están diseñados con la posibilidad de taladrar en ángulo, incluyendo los taladros hacia arriba con los taladros subterráneos usados en el sector de los túneles y la minería. Los taladros con posibilidad de inclinación suelen ser de pequeño tamaño y pueden ser fácilmente desmontados para transportarlos con un helicóptero u otros medios en zonas con terreno difícil. Los taladros para toma de muestras pueden montarse sobre transportes motorizados, camiones, patines, o columna rígida para exploraciones subterráneas.

Los taladros de toma de muestras no son adecuados para perforar en gravas, guijarros u otro material superficial que requiera un gran par de fuerza. Generalmente, para pasar los materiales superficiales se tienen que usar entubaciones para evitar que los agujeros se desprendan y se interrumpa la circulación. La limitación en profundidad de los taladros para tomar muestras está impuesta por la capacidad de alzado del alcance del mástil y la de extracción y la posibilidad de mantener el agujero libre de trozos.

(2) *Taladros de perdigones o de corona dentada.*- Un taladro de perdigones, también denominado corona dentada, es un taladro rotativo que se usaba principalmente en perforaciones de gran diámetro (de 10 centímetros a 1,8 metros -4 pulgadas a 6 pies-) en rocas u hormigón. Después del desarrollo de la industria de las cabezas de diamante, el taladro de perdigones, o corona dentada, se ha vuelto prácticamente obsoleto en los Estados Unidos y los países asiáticos. Las principales diferencias entre los taladros de perdigones o corona dentada y los taladros rotativos anteriormente comentados son las partes y los métodos usados para llevar a cabo las perforaciones. Los sondeos para tomar muestras se hace usando una cabeza que es un cilindro de acero con una cara plana con una o dos ranuras diagonales situadas en el borde del fondo. Cuando la cabeza y el portaestigos rotan, pequeñas cantidades de perdigones de acero (también llamado taladro adamantino, de granalla, de munición o corindón) se meten a intervalos en el sistema de inyección de agua del taladro. El medio de circulación del agua fluye a través del porta testigos alrededor de la cabeza para enfriarla y quitar los trozos, dejando los perdigones de acero mas pesados en el fondo del agujero. La rotación del porta testigos crea un vórtice en la cabeza, que provoca el movimiento de los perdigones bajo la cara plana de la cabeza. A medida que la cabeza rota, los perdigones ayudan a la penetración mediante la acción abrasiva sobre la roca.

Un tubo de acero denominado corona dentada se une a la parte superior (cabeza) del porta testigos. El diámetro exterior de la cabeza dentada es el mismo que el del porta testigos; la corona dentada sirve como guía estabilizadora del porta testigos. La parte superior de la corona dentada está abierta excepto por el yugo de acero soldado a lo largo del diámetro interno del toma muestras, la corona dentada funciona como un cubo para recoger y contener los trozos cortados demasiado pesados para quitarlos del agujero con la circulación del agua. Las muestras se extraen del agujero elevando todas las varillas y el cubo usando un sistema de cables.

La limitación en profundidad de un taladro de perdigones/corona dentada depende del mástil y la capacidad de elevación y de la capacidad para mantener limpio el agujero. Aunque pueden perforarse pequeños diámetros con un

UDHCONECTA.COM

taladro de perdigones/corona dentada, probablemente sólo resultaría económico y eficiente para una perforación con taladro de corona de diamantes o de perdigones grandes diámetros (0,9 a 1,8 metros -3 a 6 pies-).

I. TOMA DE MUESTRAS

5.33. Generalidades.

Los fines y usos de las muestras son muy numerosos. para los cimientos y materiales de construcción de pequeñas presas. Son necesarias para identificar y clasificar los distintos tipos de terrenos y rocas. Las muestras son esenciales para la determinación "in situ" de la densidad y la humedad del terreno, así como para los ensayos de laboratorio sobre suelos y materiales rocosos. Para ensayar arenas y áridos para hormigón y para sacar muestras utilizables en escolleras. En gran parte, la información obtenida de los ensayos de laboratorio se utiliza para elegir los materiales de construcción para presas de tierra u hormigón.

La importancia de obtener muestras representativas no debe de ser sobre enfatizada. Las muestras que no sean verdaderamente representativas de las condiciones "in situ" del subsuelo pueden llevar a conclusiones erróneas y pueden contribuir a un diseño inseguro y pobre de la presa o sus estructuras adyacentes. La toma de muestras requiere un cuidado considerable para evitar alteraciones de las condiciones naturales de los materiales de los depósitos del subsuelo. Es relativamente sencillo conseguir muestras representativas de trincheras, los pozos, o túneles porque el material "in situ" puede ser inspeccionado visualmente para determinar el mejor método de la toma de muestra. Sin embargo, los sondeos no permiten la inspección visual del perfil y es más difícil obtener muestras representativas mediante ellos. Por lo tanto, es más difícil recoger muestras representativas.

Las muestras se clasifican en alteradas o inalteradas. Las alteradas son las que se toman sin cuidado de mantener las condiciones "in situ" del suelo o la roca. Por el contrario, las muestras inalteradas requieren un gran cuidado y experiencia para mantener las condiciones "in situ" del material tanto como sea posible. Sin embargo, en realidad no existe una muestra "inalterada" de suelo o roca, porque al quitar la muestra que está sometida a las presiones naturales del material adyacente, se modifican sus características.

Los siguientes párrafos describen métodos comúnmente usados para toma de muestras alteradas e inalteradas a mano o con medios mecánicos.

5.34. Muestras Alteradas (Tomadas a mano).

Las muestras tomadas a mano se suelen coger de excavaciones accesibles, de acopios existentes, o de agujeros de taladros poco profundos. Los siguientes párrafos describen varios métodos para obtener muestras de esos puntos:

(a) *Sondeos Accesibles, Zanjas y Taladros de Gran Diámetro.*- La obtención de muestras alteradas cogidas a mano de sondeos accesibles y trincheras (incluyendo cortes del terreno por carreteras y depósitos fluviales) se puede hacer de la siguiente forma. Una zona de la pared del pozo, trinchera o corte del terreno, se prepara limpiándola de todo material meteorizado o mezclado. Se examinará la granulometría, contenido de humedad, plasticidad, uniformidad, etc., de cada uno de los estratos y se elegirán los que sean más representativos, para tomar muestras de ellos. Las muestras, tanto simples como compuestas, se obtienen haciendo un surco en la pared del pozo, trinchera o desmonte de sección transversal uniforme y se recoge el suelo sobre una tela extendida debajo del surco. La sección transversal mínima de esta roza vertical debe ser, por lo menos, de una dimensión cuatro veces superior al tamaño máximo de la grava que pueda tener el suelo.

Al tomar muestras simples, es importante asegurarse de que se obtiene suficiente material representativo del estrato y que no se ha mezclado con materiales extraños. Para muestras compuestas, la roza vertical debe atravesar todos los estratos hasta la cota deseada.

Si el material del que se va a tomar muestras es grava que contiene un gran porcentaje (25 por 100 o más del total) de partículas de tamaño superior a 75 mm, en la mayoría de los casos será preferible tomar partes proporcionales de todo el material excavado (por ejemplo, una quinta o una décima parte de un cubo), en vez de elegir la muestra de la misma pared de la excavación.

Los requisitos de las muestras alteradas se incluyen en la tabla 5-6. Cuando las muestras son más grandes que las necesarias para el ensayo, se puede reducir su tamaño por cuarteo. Este se hace amontonando la totalidad de la muestra sobre una lona o un lienzo alquitranado, echando paladas al centro del montón y haciendo que se extienda por igual en todas direcciones. Se extiende entonces el montón en forma de círculo y se va extendiendo éste gradualmente con una pala hasta que se tenga un espesor uniforme. El círculo así formado, se divide en cuatro partes y se descartan dos cuadrantes opuestos. El material los dos cuartos restantes se mezcla de nuevo paleando el material para formar otro montón y tomando paladas alternativamente de cada uno de los dos cuartos. El proceso de amontonamiento, extendido y exclusión de dos cuartos se continúa hasta que la muestra se haya reducido al tamaño deseado.

(b) *Toma de Muestras en Acopios.*-Cuando se toman muestras en acopios y montones formados por el viento, hay que tener especial cuidado de no elegirlas en zonas en las que se haya producido una mayor o menor segregación. La segregación depende principalmente de la composición granulométrica y de los métodos y equipos usados para el acopio. Aunque se hayan ejecutado con cuidado, las superficies exteriores y los bordes del montón presentan siempre alguna segregación, particularmente si los taludes son fuertes y el material contiene una cantidad considerable de grava o arena gruesa. Las muestras representativas se obtienen mezclando muestras pequeñas, tomadas de varios puntos distribuidos sobre el montón. De un montón que haya sido formado por el viento, son más representativas las muestras obtenidas sacando todo el material de una estrecha roza transversal al montón. Las muestras de acopio de materiales o dunas serán bastante grandes en principio y deben mezclarse antes de cuartearlas para obtener el tamaño necesario para los ensayos.

(c) *Toma de Muestras de Sondeos.*-En los agujeros pequeños no se pueden tomar muestras ni datos con tanta exactitud como en las trincheras abiertas o en los pozos, puesto que son inaccesibles y no permiten la inspección visual del perfil y la selección de los estratos representativos. En los hechos a mano (de menos de 10 cm. de diámetro), las muestras son adecuadas para clasificación del suelo, pero no proporcionan suficiente material para realizar los ensayos (figura 5-53). Conforme se avanza en el sondeo, se deposita en montones separados el suelo extraído cada vez por la barrena, formando una sucesión ordenada según la profundidad a la que estaban las muestras extraídas. Para preparar una muestra simple de un sondeo, se comienza por separar todos los montones consecutivos que juntos contienen todas las tierras de cada estrato, y después en cada uno de estos grupos de montones se hace una mezcla tomando partes iguales de cada montón, con el fin de formar la muestra del tamaño deseado de cada estrato (figura 5-54).

UDHCONECTA.COM

Tabla 5-6.-Identificación y tamaños de muestras.

Utilidad del material	Tamaño de la muestra	Observaciones
Muestras simples y compuestas de materiales de suelos alterados para clasificación y ensayos de laboratorio de consolidación	Material suficiente, pasando el tamiz de 3 pulgadas (7,6 cm), para producir 34 Kg (75 libras) que pasen por el tamiz Nº 4.	Incluye información relativa al porcentaje en volumen de 7,6 cm (3 pulgadas) por 12 cm (5 pulgadas) y de mas de12 cm (5 pulgadas)
Ensayo de permeabilidad del suelo de roca	136 Kg que pasan por el tamiz de 3 pulgadas (7,6 cm)	Secado al aire
Ensayo de densidad relativa	68 Kg que pasan por el tamiz de 3 pulgadas (7,6 cm)	Secado al aire
Prueba de humedad, inspección de muestras de suelo, muestras para determinación del sulfato (reacción con el hormigón)	Frasco sellado de pinta o cuarto de galón (0,9 litros)(lleno).	Las muestras simples de inspección deben representar rango de humedad y tipo de materiales.
Hormigón agregado	272 Kg de grava y arena natural; si se tamiza: 91 Kg de arena, 91 Kg de tamaño Nº 4 a 4,75 cm y 45 Kg de cada uno de los otros tamaños producidos; 181 Kg de piedra de cantera propuesta para áridos machacados.	Para fuentes comerciales incluir fecha de propiedad de la planta e historial de servicio de hormigón hecho con estos áridos
Escollera	272 Kg, que representan proporcionalmente el mejor de calidad de pobre a medio para lo mejor encontrado en la fuente	Método de excavación utilizado, localización del hoyo y cantera.
Densidad "in situ" y contenido de agua de tierras de grano fino por encima de la capa freática	Cubos o cilindros de 8 a 12 pulgadas (20 a 30 cm)	Cerrados en recipientes adecuados

[1]Para la identificación en las etiquetas de la muestra, incluya el nombre del proyecto, consigne, designación del área, número del agujero, y profundidad de muestra.

(d) *Muestras de Áridos para Hormigones.*-De los pozos, trincheras y taladros perforados, se pueden obtener muestras alteradas de áridos para hormigón. Como la composición granulométrica de los áridos del hormigón tiene gran importancia, se usan a veces cribas portátiles para determinar la granulometría de las muestras en el campo, con lo que se puede hacer una estimación de las operaciones que será necesario hacer para conseguir la deseada. Siempre que sea posible, se ensayarán en el laboratorio muestras representativas de los áridos, para determinar sus propiedades físicas y químicas. En caso contrario puede hacerse una buena estimación de su calidad mediante el examen de un petrólogo experimentado que puede proporcionar mucha información de su comportamiento físico y químico. La rotura de los ensayos triaxiales de cilindros de hormigón fabricado con esos áridos pueden proporcionar información de su durabilidad y resistencia. Este procedimiento es de gran utilidad para valorar la fuente de áridos potencial y debe de ser usado siempre que se pueda. Los ensayos de laboratorio en áridos para hormigón se incluyen en el apartado K (sección 5.50).

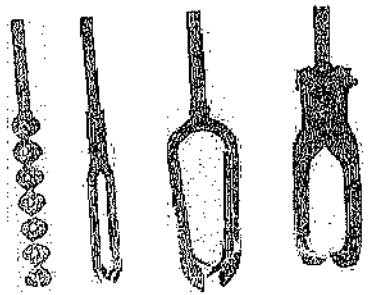


Figura 5-53- Tipos de taladros de mano; helicoidal de 5 cm (2 pulgadas), Iwan de 5 y 15 cm (2 y 6 pulgadas) y Fenn de 15 cm (6 pulgadas) ajustable. PX-D-16998.

(e) *Toma de Muestras de Escollera.*-La durabilidad y calidad de una roca para escollera, se juzga por medio de ensayos físicos, exámenes petrográficos y de la experiencia que se tenga de su comportamiento en obra.

Puesto que uno de los requisitos que debe cumplir una escollera es la posibilidad de obtener fragmentos de roca del tamaño apropiado, los ensayos de calidad hechos en laboratorio se deben suplementar con datos obtenidos por examen directo y con los resultados de los ensayos de explosiones realizadas en la propia cantera. Es necesario resaltar la importancia que tiene obtener muestras representativas de cada tipo de material en una cantera de escollera. Si existe más de un tipo, se deben obtener muestras separadas, representativas de cada material cuya utilización se estudia. De las capas de suelo, esquisto u otras rocas blandas que pueden estar interpuestas y que evidentemente no son adecuadas para escollera, no es necesario tomar muestras; sin embargo, debe hacerse una descripción de estos materiales durante la toma de datos y en el informe final.

Se pueden obtener muestras provocando una explosión en la pared de un pozo, trinchera o desmonte, para obtener fragmentos no meteorizados, representativos de cada tipo de material, tal y como saldrán de la cantera y serán utilizados en la escollera.

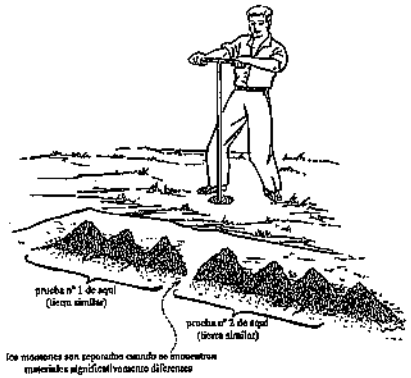


Figura 5-54- Muestras de taladro. PX-D-16331.

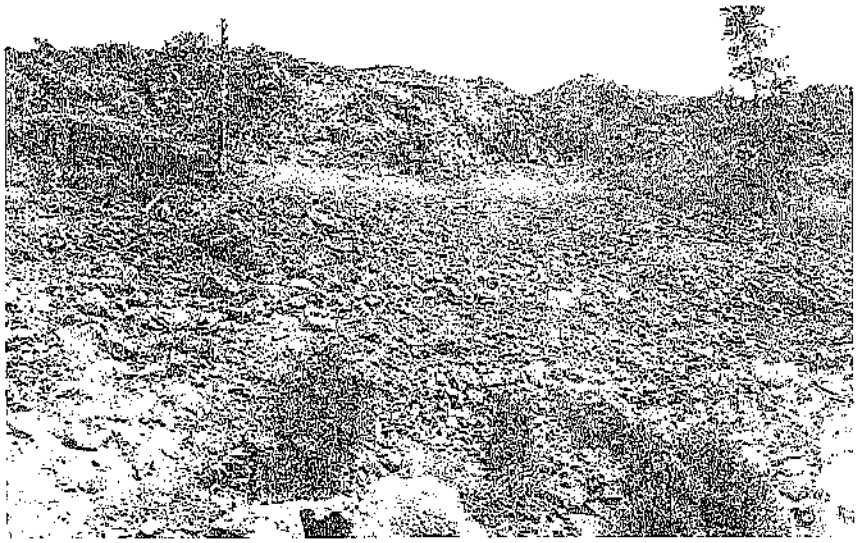
No deben de cogerse muestras meteorizadas para realizar los ensayos porque los resultados no serán representativos de la roca en condiciones naturales. La figura 5-55 muestra una cantera después de una explosión realizada con fines de ensayo en la presa de Stampede, California y el material de escollera resultante.

A veces se estudia un terreno con abundancia de bolos como posible fuente de producción de escollera; debe de tenerse en cuenta, sin embargo, que la explotación de estas zonas es siempre un proceso costoso que sólo se debe tener en consideración cuando no sea posible obtener los materiales de una cantera. Además, los bolos, generalmente, carecen de las propiedades de angulosidad y trabazón de la escollera de cantera. En la toma de muestras de estos terrenos, se deben romper con explosivos grandes bolos para obtener fragmentos lo más semejantes posible a los que va a dar lugar el proceso de construcción. En el caso de los pie de montes solamente debe hacerse un muestreo en el caso de que se trate de tomar de allí el material. Este material, generalmente no es representativo del lecho de roca, ya que frecuentemente está meteorizado y alterado.

UDHCONECTA.COM



(A) EXPLOSIÓN INICIAL



(B) RESULTADOS DE LA EXPLOSIÓN

Figura 5-55- Explosión en roca en un acantilado para cantera de escollera. Presa de Stampede, California. La roca es basalto con un peso específico de 2,6. P949-235-432NA, P949-235-436NA.

5.35. Muestras alteradas (Métodos mecánicos).

Generalmente la toma de muestras alteradas se obtiene de los agujeros de los sondeos; sin embargo, también pueden obtenerse muestras con los equipos de excavación (retroexcavadoras, dragalinas, equipos de zanjeos, buldózeres, etc.) cuando las muestras se necesitan principalmente para identificación o para cálculos del volumen del material utilizable. Las muestras que se obtienen de esa forma suelen ser inadecuadas para su ensayo en laboratorio debido a la gran mezcla del material durante el proceso de excavación.

Es mejor utilizar los pesados equipos de excavación para excavar un sondeo accesible o trinchera. Desde los cuales se pueden tomar muestras de los estratos de materiales de forma individual, manualmente, para evitar la contaminación con los materiales adyacentes.

(a) *Sondeos con Tornillos Sinfín.*- Uno de los métodos más comunes para obtener muestras alteradas del subsuelo es usando los sondeos con tornillos sinfín. Los tornillos sinfín pueden ser usados para obtener muestras alteradas de materiales para la construcción. Después de cada intervalo seleccionado, o cambio de material, los trozos de muestras de material son elevados por el tornillo sinfín hasta la superficie, para recoger la muestra. Sin embargo, los trozos al moverse hacia arriba pueden soltarse y mezclarse con el material previamente taladrado. Si no es deseable que se contamine o se mezcle con otros materiales, debe de usarse un sistema de toma muestras de hueco central.

Los sondeos de disco son muy usados para recuperar muestras de suelo y de materiales moderadamente granulados. Después de cada penetración, debe de quitarse el disco de agujero con los trozos de muestras alterados que se quedan en la parte superior del disco. Entonces, la toma de la muestra puede hacerse en el inicio del agujero, repitiéndose el proceso en distintos intervalos de sondeo.

Los sondeos de cubo son adecuados para recoger muestras alteradas de suelos granulados, arenas, y depósitos de grava, Durante cada intervalo de taladro, los trozos de muestra entran en el cubo en forma de cilindro a través del fondo del mismo. La recogida de las muestras se hace elevando el cubo desde el agujero y liberando la bisagra del fondo o del lateral del cubo.

(b) *Taladros Reversibles.*- Los taladros de circulación reversible presentan ventajas en su uso para recoger arena, grava, y muestras del tamaño de guijarros. Sin embargo, este método de tomar muestras es relativamente caro y no se usa para las prospecciones en las zonas de canteras potenciales. Este proceso implica el uso de un taladro de doble camisa y aire comprimido para elevar los trozos para recogerlos en el inicio del agujero. El aire comprimido se bombea por el orificio entre la camisa exterior y la interior del taladro, y los trozos se fuerzan hacia arriba por el centro a medida que el proceso de taladrado progresa. La recogida de los trozos se hace en un orificio en el centro de un disco en forma de embudo que está diseñado para dispersar el aire comprimido y depositar los trozos en el orden que fueron taladrados. Este método de toma de muestras alteradas está considerado como el más fiable para producir muestras no contaminadas porque el taladro sella las zonas de material previamente taladradas.

5.36. Protección y Preparación de Muestras Inalteradas para su Envío.

El tamaño necesario de las muestras depende de la naturaleza de los ensayos de laboratorio. La tabla 5-6 sugiere tamaños de muestras y la información necesaria en la etiqueta de identificación. Las muestras alteradas de 34 kg (75 libras) o más deben de ser colocadas en bolsas u otro envase que evite la pérdida de humedad y la fracción fina del suelo. Las muestras de limos y arcillas que van a ser ensayadas en laboratorio, deben de meterse en bolsas herméticas u otros envases para evitar

UDHCONECTA.COM

que se sequen. Las muestras de arenas y gravas pueden ser enviadas en esterillas cerradas y secarlas antes de ser situadas en las bolsas. Cuando las muestras se envíen por un mensajero, deben de meterse en un embalaje adicional. Se recomienda que las muestras que no se ensayen se guarden para posibles exámenes y ensayos futuros hasta que la presa esté terminada y haya funcionado 5 años.

5.37. Métodos de Toma de Muestras Inalteradas a Mano.

Las muestras inalteradas en forma de cubos, cilindros o formas irregulares pueden ser tomadas de los estratos expuestos en los laterales o en el fondo de las excavaciones abiertas, sondeos, zanjas y taladros de gran diámetro. Estas muestras son útiles para determinar "in situ" el peso unitario y el contenido de humedad, y para otros ensayos de laboratorio.

(a) *Procedimientos para Coger Muestras a Mano.* Las figuras 5-56 y 5-57 muestran procedimientos comunes usados en la toma de muestras a mano. El cortar y ajustar las muestras al tamaño y a la forma deseada requiere un cuidado extremo, especialmente cuando se trabaja con materiales fácilmente alterables o frágiles. Hay que usar una herramienta para cortar adecuada para evitar la alteración y rotura de la muestra. Los suelos blandos y plásticos requieren el uso de cuchillos afilados. Algunas veces la cuerda de un piano es muy útil.

Un método más rápido y económico para obtener bloques de muestras inalterados puede lograrse usando motosierras equipadas con cadenas de punta de carburo para cortar bloques de muestras de material de grano fino y roca blanda (figura 5-58).

En climas secos, hay que usar trapos húmedos para evitar que la muestra se seque. Una vez que la muestra se corta y se ajusta al tamaño y forma deseada, debe de ser envuelta con un lienzo similar al de envolver el queso y pintarlo con cera sellante, microcristalina, derretida. Estas operaciones constituyen una capa de protección y deben de aplicarse al menos dos capas adicionales de envoltorio y cera.

(b) *Protección y Preparación para el Envío de Muestras Inalteradas Tomadas a Mano.*- Debe de situarse sobre la muestra una caja consistente de madera con el fondo y la tapa quitadas, antes de cortar la muestra del terreno y ser elevada para su extracción. El espacio existente entre las paredes y la muestra debe de ser rellenado con serrín o con un material de relleno similar. Entonces debe de cerrarse la tapa sobre el material de relleno. Después de extraerlo, hay que cubrir el fondo de la muestra con el mismo número de capas de lienzos y cera que en las otras caras, y colocar el fondo de la caja sobre el material de relleno.

Las muestras pueden variar en tamaño; las más normales son cubos de 15,2 a 30,5 centímetros (6 a 12 pulgadas). También son tomadas frecuentemente muestras cilíndricas de 15,2 a 20,3 centímetros (6 a 8 pulgadas) de diámetro y 15,2 a 30,5 centímetros (6 a 12 pulgadas) de altura, en cilindros metálicos usados para guardar la muestra para su envío. Si no, se seguirá el procedimiento de corte y ajuste descrito para la toma de muestras en cajas.

5.38. Métodos Mecánicos de Toma de Muestras Inalteradas.

Las muestras de suelos usadas por el Bureau of Reclamation están diseñadas para obtener muestras relativamente inalteradas de un rango de suelos desde los saturados, no cohesivos hasta esquistos duros o areniscas. Cada tipo de suelo necesita el uso de diferentes equipos para tomar las muestras para extraer de forma efectiva muestras de calidad. Los siguientes párrafos describen la condición del suelo y el tipo de toma muestras que mejor se adapta para recoger las mismas.

(a) *Suelos Blandos, Cohesivos Saturados o no Cohesivos.*- Los suelos que se encuentran cerca o debajo del nivel freático generalmente son blandos y están saturados.

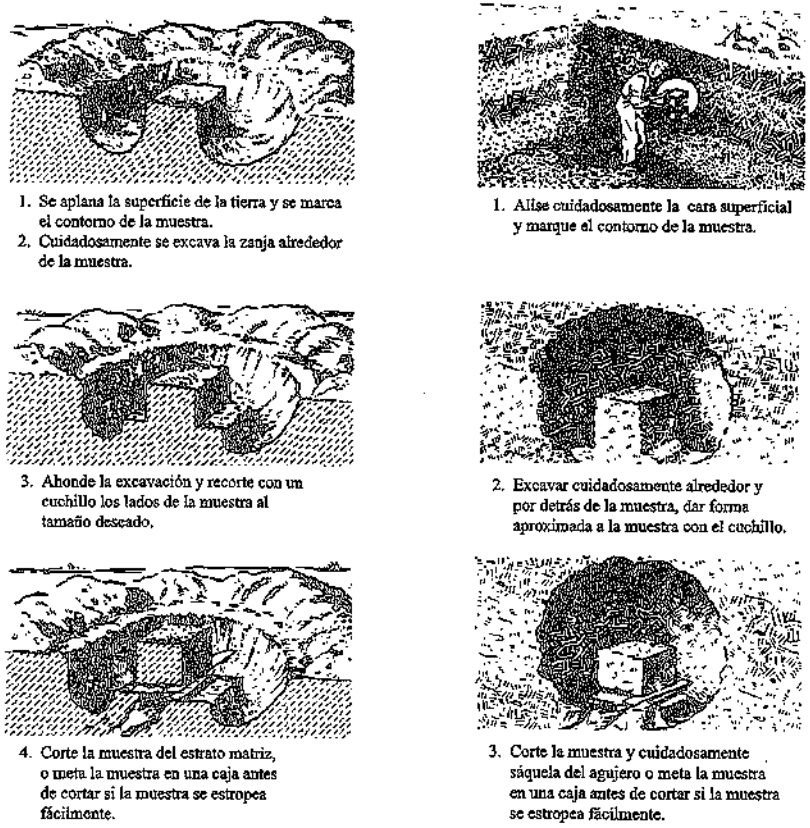
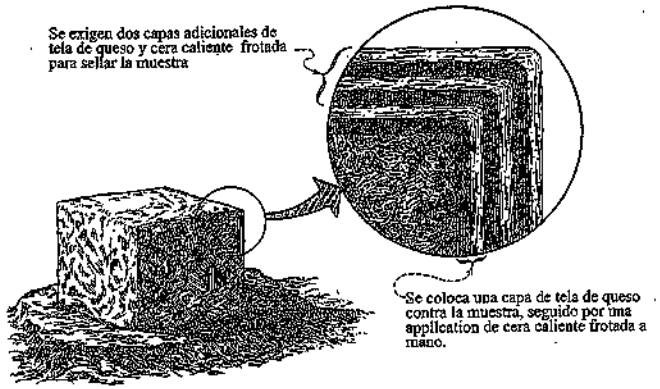


Figura 5-56.-Primeros pasos para obtener a mano una muestra inalterada; (A) del fondo de un pozo o de la superficie del terreno; (B) de un corte o de la pared de un pozo. PX-D-4788

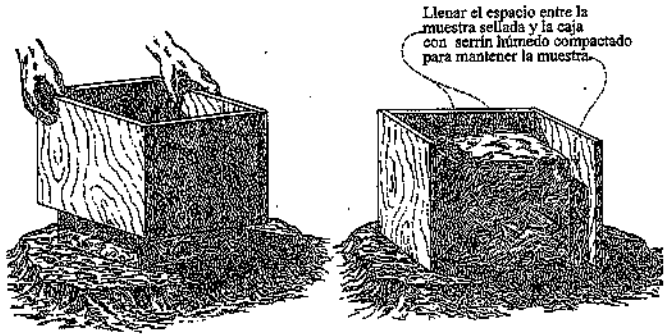
Este tipo de suelo puede ser alterado con facilidad respecto a su situación natural al tomar la muestra. La saturación del suelo actúa como lubricante, y la muestra puede romperse o caerse totalmente del equipo de toma de muestras al ser extraída. Por estas razones, deben de usarse toma muestras de pistón fijo para tomar las muestras lo más inalterada posible.

La principal función de un toma muestras de pistón fijo es extraer una muestra en un tubo cilíndrico insertando el tubo en el suelo al empujarlo hidráulicamente de forma constante e ininterrumpidamente. La muestra se mantiene en el tubo durante la extracción del agujero por el vacío creado por un pistón de cierre que forma parte del toma muestras.

UDHCONECTA.COM



(A.) MÉTODO PARA SELLAR MUESTRAS NP PERTURBADAS CORTADAS A MANO



(B.) META EN LA CAJA LAS MUESTRAS FACILMENTE PERTURBABLES ANTES DE CORTAR

Figura 5-57.-Pasos finales para obtener a mano una muestra inalterada. PX-D-4783.

En la extracción de suelos blandos, saturados, el Bureau of Reclamation usa tres tipos de toma muestras de pistón. Con el toma muestras Hvorslev y el Butters, el pistón se mantiene fijo mientras que el tubo de muestra se empuja dentro del suelo con una varilla de extensión conectada a la parte superior del émbolo. Estos toma muestras requieren una estructura para el taladro y un eje hueco. El tercer tipo, el toma muestras Osterberg, tiene un pistón que está unido a la cabeza del toma muestras. La extracción de la muestra se realiza ejerciendo una presión hidráulica hacia abajo del eje para empujar el tubo de toma de muestras de pared fina dentro del suelo. La recuperación de la muestra se completa bombeando presión hidráulica por debajo de la varilla del taladro para empujar el tubo de pared delgada en la tierra. Un sistema de derivación del fluido equipado en el toma muestras detiene la penetración del tubo a 76 centímetros. La muestra se extrae del agujero quitando los émbolos y sacando la muestra del agujero.

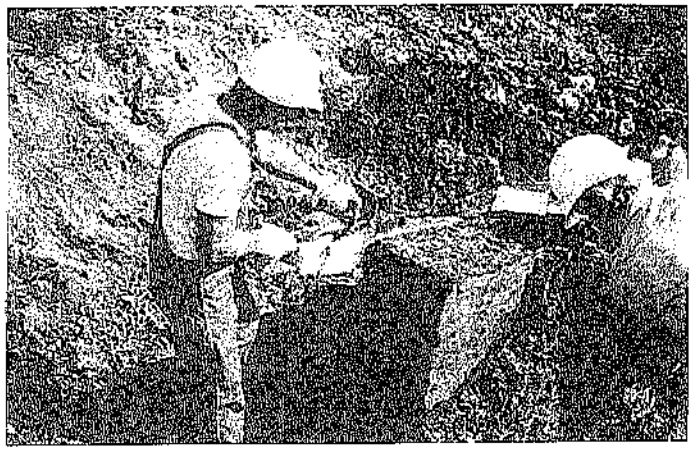


Figura 5-58.- Motosierra equipada con cadena de punta de carburo utilizada para cortar un bloque de muestra.

(b) *Suelos Cohesivos de Blandos a Moderadamente Firmes.*- Se puede tomar muestras de suelos cohesivos blandos a moderadamente firmes que se encuentren en los depósitos superficiales sobre el nivel freático en condiciones inalteradas usando métodos de toma de muestras relativamente simples. Los equipos de toma de muestras del Bureau of Reclamation para este tipo de suelos incluyen el toma muestras de pared delgada y el toma muestras de taladro hueco. Los párrafos siguientes comentan cada toma muestras y los procedimientos operacionales necesarios para asegurar la recogida de muestras con una calidad representativa del suelo.

(1) *Toma muestras de Pared Fina.*- Los toma muestras de pared fina fueron desarrollados principalmente para extraer muestras inalteradas de suelos cohesivos de blandos a moderadamente firmes. El toma muestras consiste en un tubo de metal de paredes finas unido a una cabeza de toma de muestras con una válvula de bola de comprobación. La acción principal es empujar el toma muestras sin rotarlo en el suelo a una velocidad de penetración y presión controladas. La muestra se mantiene en el tubo principalmente por la cohesión de la muestra con el interior del tubo, ayudado por un vacío parcial creado por la válvula de bola de comprobación, en la cabeza del toma muestras.

El Bureau of Reclamation normalmente usa un equipo de toma muestras diseñado para extraer muestras de 7,6 centímetros (3 pulgadas) a 12,7 centímetros (5 pulgadas) de diámetro. El tamaño de la muestra depende principalmente de su uso. Para determinar el peso unitario y la humedad, una muestra de 7,6 cm. será suficiente. Sin embargo, para la mayoría de los ensayos de laboratorio, se necesita una muestra de 12,7 centímetros. Los ensayos de laboratorio necesitan que la muestra esté guardada en una fina camisa metálica mejor que el pesado tubo de toma muestras. Debido a este requisito, se ha desarrollado un tubo fino de 7,6 cm. de diámetro con rosca para añadir un elemento cortante. El elemento está diseñado con un hueco interno que sostiene la parte inferior de una camisa metálica que contiene un tubo toma muestras de pared fina.

(2) *Toma muestras huecos.*- Hay tres tipos de

UDHCONECTA.COM

procedimientos para recoger muestras de suelos cohesivos de blandos a moderadamente firmes, con los toma muestras huecos.

El primer tipo de procedimiento se realiza taladrando hasta la profundidad de la muestra con un taladro hueco equipado con un tapón central. El tapón se pone en una varilla situada dentro del hueco del taladro. A la profundidad de la toma de la muestra, se quita la varilla y el tapón, y se introduce un toma muestras de pared fina hasta el fondo del agujero. Cuando se recoge la muestra, se coloca de nuevo el tapón, y se continúa el taladro hasta la siguiente profundidad de toma de muestra.

Un segundo procedimiento con toma muestras hueco tiene un sistema de cierre mediante un pestillo de cable para cerrar el tapón y la muestra de suelo dentro del toma muestras. Una vez que el taladro ha avanzado la profundidad de la muestra, se baja una cobertura mediante un cable para abrir y cerrar bajo el tapón para su extracción del agujero. Entonces se baja con un cable un toma muestras de pared fina y se cierra en la parte inicial del taladro. La toma de muestras se acompaña con una rotación y penetración continua del taladro, que permite que el centro del material entre en el toma muestras de pared fina. La unión de la cabeza del toma muestras permite que el tubo de muestras permanezca estacionario mientras el taladro está rotando. Al final de la toma de la muestra, la cobertura se baja con un cable para liberar el mecanismo de cierre, unirlo al toma muestras, y extraerlo del agujero con la muestra de suelo.

El tercer método y que se ha desarrollado más recientemente es el sistema de toma de muestras hueco, implica el uso de varillas para bajar, sujetar, y elevar una unidad de toma de muestras continua, diseñada para recoger las muestras durante la penetración. Este sistema, sin duda, elimina la rotación del toma muestras mientras rota el taladro. Está considerado como el mejor sistema mecánico de toma de muestras para recoger muestras de suelo inalteradas por un sistema de toma de muestras hueco.

La estabilidad de cualquiera de las herramientas de toma de muestras es crítica para recoger unas muestras representativas inalteradas. Con los sistemas de toma de muestras huecos, debe de evitarse que el tubo interno o de toma de muestras que recoge el suelo rote a medida que el suelo entra en el toma muestras. Un toma muestras con una cobertura puede rotar si se deja que se acumulen trozos en el hueco entre el taladro exterior que está rotando y el tubo interior de toma de muestras. Para eliminar cualquier posibilidad de movimiento, el sistema de toma de muestras continuo está rígidamente unido a unas varillas que extienden el toma muestras hueco hasta un yugo localizado sobre la cabeza rotante del taladro. Entonces, se permite que el taladro gire para penetrar, y el toma muestras se mantiene estacionario para evitar su rotación mientras el suelo entra en el tubo de muestras.

Para recoger la muestra del sistema continuo de toma muestras, se quitan todas las varillas y el toma muestras del taladro para recoger la muestra del suelo. Después se baja la unidad de toma de muestras al fondo del agujero para continuar con la operación de toma de muestras.

(c) *Suelos de Medios a Duros y Esquistos.*- Normalmente, se pueden tomar muestras inalteradas de los suelos de medios a duros y los esquistos situados por encima y por debajo del nivel freático, usando taladros de doble tubo. Los tres tipos de taladros usados normalmente por el Bureau of Reclamation son el toma muestras Pitcher, el Denison, y el DSDMA (Diamond Core Drill Manufactures Association) (Asociación de Fabricantes de Brocas de Diamante para Perforación) de 10,2 cm. por 14 cm. (4 por 51/2 pulgadas) y de 15,2 cm. por 19,7 cm. (6 por 73/4 pulgadas) de diámetro del tubo. Los tubos de perforación DCDMA pueden ser usados para obtener núcleos de roca para su ensayo. Los párrafos siguientes describen cada toma muestras y los procedimientos necesarios para asegurar la recogida de una cantidad de calidad representativa de material.

(1) *Toma muestras Pitcher.*- El toma muestras Pitcher fue inicialmente desarrollado para recoger muestras inalteradas de núcleos de suelos duros y esquistos. Una ventaja del uso del toma muestras Pitcher sobre otros tipos de toma muestras es que tiene un tubo interno con un muelle, el cual permite que la zapata cortante sobresalga o se retraiga con los cambios en la firmeza del suelo. En suelos extremadamente firmes, el muelle se comprime hasta que el borde de corte del tubo interno es empujado con el filo de los dientes de corte del tubo externo. En suelos blandos, el muelle se extiende y la zapata del tubo interno sobresale por debajo del tubo externo un poco, evitando que la muestra se dañe por el líquido y la acción de taladrado.

Aunque el toma muestras Pitcher está disponible en varios tamaños para obtener muestras entre 7,6 a 15,2 cm. (3 y 6 pulgadas) de diámetro, los requisitos del laboratorio del Bureau normalmente exigen muestras de 15,24 cm. (6 pulgadas); por lo que se usa el toma muestras Pitcher de 15,2 a 19,7 cm. (6 a 73/4 pulgadas). Este toma muestras fue diseñado para usar tubos de 15,24 cm. (6 pulgadas) de pared delgada como tubo interno. El núcleo de suelo se suele mantener en el tubo de pared fina, y normalmente se coloca un nuevo tubo para cada toma de muestra. Sin embargo, el Bureau ha cambiado la configuración del tubo interior a uno que contiene un recubrimiento de hojas de metal para el núcleo del suelo, en lugar de tubos de pared fina. El tubo interno modificado se prepara para conectar una zapata cortante con un hueco para colocar la hoja de metal de recubrimiento. Los laboratorios prefieren los recubrimientos metálicos ya que se abren con más facilidad, y porque es más fácil de extraer el núcleo y, por lo tanto, eliminar el posible daño al núcleo.

(2) *Toma muestras Denison.* El toma muestras Denison fue desarrollado para obtener núcleos inalterados de gran diámetro de suelos cohesivos y esquistos que tengan una consistencia de media a grande. Aunque muchos lo consideran como un tubo de muestras extremadamente fiable (en algunas ocasiones se han obtenido núcleos de arenas no cohesivas y limos con el toma muestras Denison), otros lo consideran anticuado y creen que debe ser reemplazado por el toma muestras Pitcher o los nuevos toma muestras de gran diámetro (de 6 a 73/4 pulgadas- 15,24 a 19,66 cm.). Todos los argumentos contra el toma muestras Denison provienen por el problema de tener que ajustar manualmente la posición relativa entre la parte cortante del tubo exterior y la zapata cortante del interior según la consistencia del suelo. Los ajustes necesarios deben de ser determinados por el operador antes de cada toma de muestra. Los ajustes se obtienen intercambiando longitudes del tramo cortante del tubo externo para ajustarse al tipo y consistencia del suelo. A continuación se describen las partes de corte para varias consistencias:

- Las muestras del suelo pueden ser extraídas con una parte cortante de pequeña longitud unida al tubo exterior, por lo que la zapata cortante del tubo interno sobresale aproximadamente 7,6 cm. (3 pulgadas) por debajo de la parte exterior. La zapata actúa como un toma muestras estacionario, que corta y desliza sobre la muestras, protegiendo el núcleo de la erosión del líquido del taladro o de contaminación.
- Las muestras de suelo firme pueden ser obtenidas conectando una parte cortante que tiene una longitud tal que colocará el borde con dientes aproximadamente a la altura del borde cortante de la zapata del tubo interior. De esta forma, los dientes de la parte cortante cortan el núcleo simultáneamente con la zapata. La zapata sigue protegiendo la muestra del líquido del taladro, ya que la mayoría del líquido circula entre los dientes en lugar de entre la zona de la coronación.
- Las muestras en suelos duros se obtienen conectando una parte cortante con una longitud tal que colocará los dientes entre 2,54 y 5,08 cm. (1 y 2 pulgadas) por

UDHCONECTA.COM

debajo de la zapata de corte. Esta disposición se utiliza sólo para suelos no erosionables porque toda la muestra queda afectada por la circulación del líquido del taladro antes de que se coloque en la zapata de corte.

(3) *Toma Muestras de Gran Diámetro para la Extracción de Grandes Núcleos.* – El incremento en la demanda de muestras de gran diámetro por parte de los laboratorios de ensayos se hizo evidente para los fabricantes de equipos de toma de muestras de rocas convencionales a finales de los años 60. Para competir con éxito con los tubos estrictamente para la toma de muestras (por ejemplo, los toma muestras Denison y Pitcher), el DCDMA desarrolló unos estándares para los toma muestras de gran diámetro con la versatilidad de los toma muestras de suelos y rocas. Estos toma muestras tienen una serie de partes intercambiables que se usan para transformar los toma muestras básicos de roca, de forma que sean capaces de atravesar suelos duros y medios y esquistos, rocas lenticulares y rocas homogéneas.

A continuación se incluyen algunas partes intercambiables y su función:

- Una parte para arcillas, para cortar y avanzar en los suelos de arcilla más blandos y proteger la muestra de la erosión del fluido del taladro.
- Un tubo interno con un muelle para sobresalir del toma muestras en los suelos blandos y retraerse en los suelos más duros.
- Un tubo interno partido para núcleos de esquistos, roca blanda, roca fragmentada, y roca lenticular.
- Un tubo interno único para las muestras de rocas duras homogéneas.

El Bureau of Reclamation ha usado con éxito el toma muestras de 10,2 por 14 cm. (4 por 51/2) y el 15,2 a 19,7 cm. (6 por 73/4) dependiendo del tamaño requerido por el laboratorio. Hay que insertar un recubrimiento metálico dentro del tubo interno para contener y sellar la muestra para su envío al laboratorio.

5.39. Métodos de toma de muestras en Roca.

La sonda rotativa y la toma de muestras pueden usarse para perforar rocas duras y blandas. Los toma muestras, llamados porta-testigos *(Core barrels)*, pueden obtener testigos de 2 a 15,2 cm. (¾ a 6 pulgadas) de diámetro. Hay tres tipos principales de ellos: (1) el de tubo simple, (2) el de tubo doble y (3) el de tubo triple.

El de tubo simple es más sencillo y consta de la cabeza del porta-testigo, el porta-testigo propiamente dicho y de la boca; ésta tiene una ranura anular que permite el paso del líquido de perforación impulsado por una bomba a través de la barrena hueca. Este diseño expone la muestra en toda su longitud a la acción del líquido de perforación, lo que erosiona los materiales no consolidados o débilmente cementados. Por lo tanto, el tubo sencillo no se usa excepto en situaciones inusuales, como la toma de muestras en hormigón y en el uso del "packsack-type".

El toma muestras de doble tubo (figura 5-59), preferiblemente con un tubo interior partido junto con el tubo rotatorio externo, hace que el tubo interno sea estacionario y proteja el núcleo del líquido del taladro y reduzca las fuerzas de torsión que se transmiten al mismo. El toma muestras de doble tubo es usado para tomar muestras en casi todas las rocas, y puede ser usado para extraer muestras de materiales duros, frágiles o pobremente cementados, como los esquistos, areniscas o de materiales blandos, parcialmente consolidados o pobremente cementados. Para estos materiales, se usan acoples de metal duro en el taladro. Muchos de los toma muestras de doble tubo han sido ligeramente modificados para permitir insertar una varilla simple en el tubo interior. Esta modificación permite que la varilla sirva de contenedor del núcleo y elimina la posibilidad de dañar el núcleo cuando se extraiga del tubo interior.

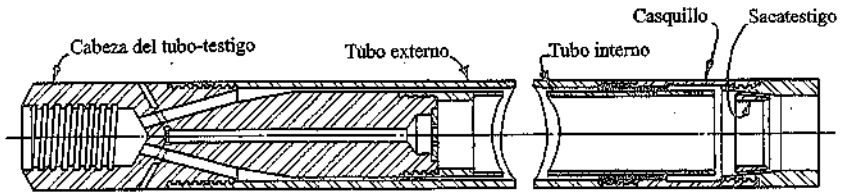


Figura 5-59.-Doble tubo testigo utilizado para obtener muestras de roca. 288-D-2514.

El toma muestras de triple tubo ha sido diseñado como un tubo exterior rotativo, un tubo interno rotativo, y un tubo interior partido dentro del tubo interior rotativo para albergar la muestra. Pueden usarse contenedores de plástico o metálicos en lugar del tubo interior para su envío.

Los toma muestras también han sido diseñados con un tubo interior retraíble mediante un muelle, que permite que se use el mismo tipo de toma muestras para tomar muestras en suelo o roca. El tubo interior retraíble y las partes de taladro del suelo se reemplazan con un tubo interno y cabeza de diamante para el taladro en roca. Cuando los núcleos se extraen de los tubos, se colocan en cajas y se identifican.

Una descripción más completa de los toma muestras simples, dobles, y triples y su usos se incluyen en Test Designation USBR 7105 en el *Earth Manual* del Bureau [7].

El DCDMA (Diamond Core Drill Manufactures Association), que está formado por miembros de los Estados Unidos y Canadá, ha establecido unas dimensiones estándares para una serie de recubrimientos, con los correspondientes tamaños de las partes y taladros. Los estándares de DCDMA para los taladros, recubrimientos, y núcleos se muestran en las figuras 5-60 a 5-64.

La combinación de tamaños como los toma muestras HX pasará a través del recubrimiento ajustado-doble HX (el recubrimiento ajustado-doble se identifica por la letra del grupo X) y taladrará un agujero suficientemente grande para que quepa el recubrimiento ajustado-doble NX (el tamaño más pequeño) y así hasta el tamaño RX. El recubrimiento ajustado de junta, identificado por la letra W, es tal que el taladro de 1,9 por 15,2 cm. (nominal) (¾ por 6 pulgadas) pasará por el recubrimiento ZW y taladrará un agujero suficiente para que quepa el recubrimiento UW (tamaño siguiente más pequeño) y así hasta el tamaño RW.

J. REGISTRO DE DATOS DE LOS SONDEOS

5.40. Identificación de los sondeos.

Para asegurarse de que la toma de datos es completa y evitar confusiones, se deben numerar los sondeos en el mismo orden en que son perforados y estos números deben formar una serie continua a lo largo de todas las etapas del estudio. Si se ha proyectado y programado un taladro, es preferible mantener su número como "no perforado" o "abandonado", con una nota explicativa, que volver a utilizar su número en otra parte. Cuando los sondeos deban realizarse en distintas ubicaciones para la presa o en diferentes zonas de préstamos, debe utilizarse una serie nueva de números para cada uno de estos lugares.

UDHCONECTA.COM

DENOMINACIÓN CON TRES LETRAS		
PRIMERA LETRA	SEGUNDA LETRA	TERCERA LETRA
TAMAÑO PERFORACIÓN	GRUPO	DISEÑO
Protección, barreno, diamante, revestimiento y barras del taladro diseñados para ser empleados al realizar una perforación del tamaño adecuado.	Diámetros clave estandarizados en un grupo integrado para disminuir progresivamente el tamaño de la perforación mediante cubiertas acoplables	Estandarización de otras dimensiones, incluyendo características de la rosca, para permitir intercambios de partes hechas por distintos fabricantes
Letra Pulgadas Milímetros R 1 25 E 1-1/2 40 A 2 50 B 2-1/2 65 N 3 75 K 3-1/2 90 H 4 100 P 5 125 S 6 150 U 7 175 Z 8 200	Las letras X y W son sinónimos cuando se usan como letra de GRUPO (segunda). Cualquier herramienta normal DCDMA con una X o W como letra de GRUPO pertenece al grupo integrado DCDMA de equipos de taladros con broca de diamante diseñados con cubiertas ensamblables y de fuerza suficiente para alcanzar grandes profundidades con reducciones mínimas en el diámetro del perforador.	El DISEÑO (tercera) letra designa el diseño específico de la herramienta en concreto. No indica un diseño tipo.

DESIGNACIÓN CON DOS LETRAS	
PRIMERA LETRA	SEGUNDA LETRA
TAMAÑO PERFORACIÓN	GRUPO Y DISEÑO
Tamaño aproximado de la perforación, igual que en designación de tres letras	Estandarización del GRUPO de diámetros clave a fin de integrar el grupo y estandarización del DISEÑO de otras dimensiones que afecten a la compatibilidad.

Figura 5-60.-Nomenclatura de equipos de taladro toma muestras de diamante (Diamond Core Drill Manufactures Association). 288-D-2887.

Las perforaciones se designan con 2 ó 3 letras, que identifican el tipo de sondeo realizado. Las letras usadas frecuentemente para cada tipo de exploración se incluyen a continuación:

DH *(Drill hole)*. Sondeo de perforadora.

AH *(Auger hole-hand)*. Sondeo de barrena (a mano)

AP *(Auge hole-power)*. Sondeo de barrena (mecánica).

CH *(Churn-drill hole)* Taladro portable

PR*(Penetration resistante hole)*. Taladros del ensayo de penetración.

VT (*Vane Test*) Ensayo de Vane

DS (*Dutch Cone*) Cono Holandés

TP (*Test pit*). Ensayo de pozo.

DT (*Dozer trench*) Trinchera Dozer

BHT (*Backhoe trench*) Trinchera con Retroexcavadora

SPT (*Standard penetration-resistance test hole*) Agujero para ensayo estándar de penetración-resistencia

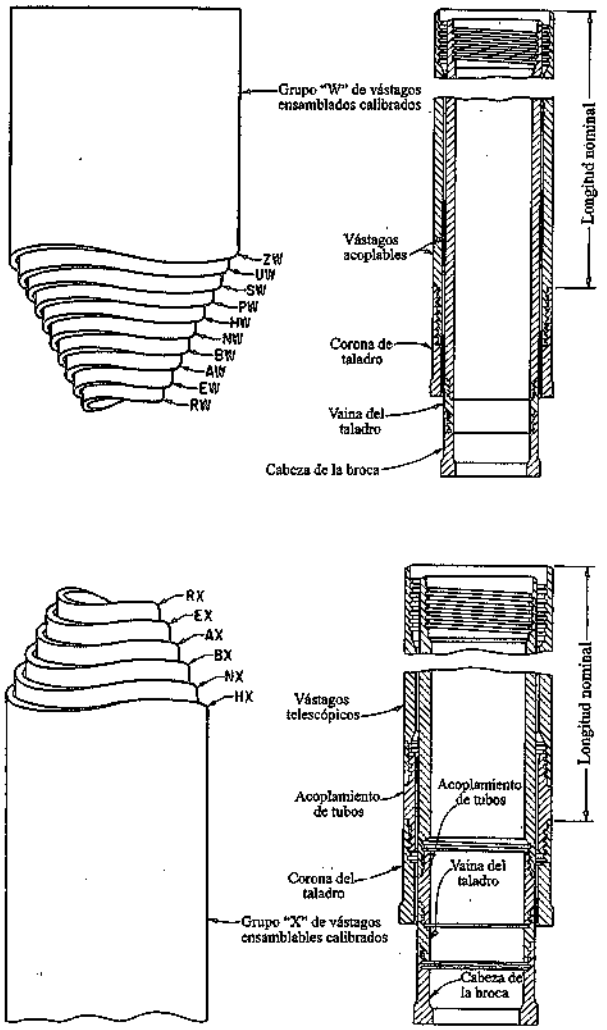
PT (*Picher*) Picher

DN (Denison) Denison

OW (Observation well) Pozo de observación

5.41. Formatos de fichas.

Una ficha es un registro escrito de los datos relativos a los materiales encontrados en cada sondeo.



Nota: El uso de corona permite ensambladura mientras que la broca no.

Figura 5-61.-Tipos de diámetros para taladro toma muestras (Diamond Core Drill Manufactures Association). 288-D-2888.

UDHCONECTA.COM

Designación de tamaños			Acoplamiento de tubos					Diámetro aprox. del testigo	
Tubos; tubos acopl.; Cabeza de broca; Núcleo del sondeo	Barra; Barra acoplam.	Diámetro exterior de los adaptos, cm	Diámetro exterior cm	Diámetro interior cm	Cabeza de broca, Diámetro exterior, cm*	Diámetro exterior del núcleo del sondeo, cm*	Diámetro exterior de la barra del taladro, cm	Normal cm	Pared delgada cm
RX	RW	3,65	5,65	3,02	3,77	2,95	2,78	—	1,87
EX	E	4,60	4,60	3,81	4,76	3,73	3,34	2,15	2,30
AX	A	5,72	5,72	4,84	5,96	4,76	4,13	3,01	3,25
BX	B	7,30	7,30	6,03	7,53	5,96	4,84	4,20	4,45
NX	N	8,89	8,89	7,62	9,18	7,53	6,03	5,47	5,88
HX	HW	11,43	11,43	10,00	11,75	9,88	8,89	7,62	8,09
RW	RW	3,65	Ensamblamiento roscado	Sin acoplamiento	3,77	2,95	2,78	—	1,87
EW	EW	4,60			4,76	3,73	3,49	2,15	2,30
AW	AW	5,72			5,96	4,76	4,45	3,01	3,25
BW	BW	7,30			7,53	5,96	5,40	4,20	4,45
NW	NW	8,89			9,18	7,53	6,67	5,47	5,88
HW	HW	11,43			11,75	9,88	8,89	7,62	8,09
PW	—	13,97			14,35	—	—	—	—
SW	—	16,83			17,25	—	—	—	—
UW	—	19,37			19,81	—	—	—	—
ZW	—	21,91			22,36	—	—	—	—
—	AX 1/	—	—	—	—	4,76	4,45	2,54	—
—	BX 1/	—	—	—	—	5,96	5,72	3,65	—
—	NX 1/	—	—	—	—	7,53	7,15	4,92	—

* Para un diámetro aproximado del taladro, se asume 0,08 cm mas grande que el núcleo del sondeo.

1/ La designación de la batería de doble tubo, sólo lleva taladro, sirve para ambas carcasa y barra. La broca del taladro de doble tubo, y los diámetros del núcleo varían ligeramente según el fabricante.

Figura 5-62.-Diámetros nominales de tubos y accesorios para taladro toma muestras (Diamond Core Drill Manufactures Association). 288-D-2889.

Esto proporciona los hechos fundamentales en los que se basan las conclusiones subsiguientes, como: necesidad de estudios o ensayos adicionales; viabilidad del posible emplazamiento; hipótesis sobre las que se ha de basar el proyecto; coste de ejecución material; método constructivo y estimación del comportamiento de la obra. Cada ficha puede tener una serie de datos de gran importancia que pueden ser necesarios durante un gran número de años o, cuando al cabo del tiempo, las condiciones cambien; son parte importante de los documentos contractuales de la obra e incluso pueden ser necesarios como prueba, en los tribunales en caso de pleito. Por tanto, todas las fichas deben ser reales, exactas, claras, completas y no inducir a error. Se emplean distintas formas de fichas, de las que se incluyen tres ejemplos:

Tamaño de la corona cortadora	Nominal *		Tamaño *	
	Diámetro ext.	Diámetro int.	Diámetro ext.	Diámetro int.
RWT	2,96	1,91	2,96	1,87
EWT	3,81	2,30	3,73	2,30
EX,EXL,EWG,EWM	3,81	2,06	3,73	2,15
AWT	4,76	3,25	4,76	3,25
AX,AXL,AWG,AWM	4,76	3,02	4,76	3,01
BWT	6,03	4,45	5,96	4,45
BX,BXL,BWG,BWM	6,03	4,13	5,96	4,20
NWT	7,62	5,87	7,53	5,88
NX,NXL,NWG,NWM	7,62	5,40	7,53	5,47
HWT	9,92	8,10	9,88	8,09
HWG	9,92	7,62	9,88	7,62
$2\frac{3}{4}$ X $3\frac{7}{8}$	9,84	6,99	9,75	6,83
4 X $5\frac{1}{2}$	13,97	10,16	13,80	10,08
6 X $7\frac{3}{4}$	19,69	15,24	19,44	15,16
Doble tubo AX 1/	4,76	2,54	4,76	2,54
Doble tubo BX 1/	6,03	3,65	5,96	3,65
Doble tubo NX 1/	7,62	4,92	7,53	4,92

* Todas las dimensiones están en centímetros.

1/ Las dimensiones del doble tubo y designación puede variar según el fabricante

Figura 5-63.-Estándares de toma muestras (Diamond Core Drill Manufactures Association). 288-D-2890.

- Ficha geológica de un sondeo (fig. 5-62). Este impreso se utiliza para todos los tipos de sondeos que dan muestras inalteradas.
- Ficha de calicatas o de sondeos manuales (fig. 5-66). Sirve para todos los tipos (pero principalmente para depósitos superficiales) de sondeos que obtienen muestras completas, pero perturbadas.
- Ficha de resistencia a penetración (fig. 5-67). Se pueden usar en agujeros de exploración que ensayen suelos "in situ".

Para trincheras, túneles y pozos es más cómodo presentar los resultados en forma de gráficos, añadiendo los datos que se enumeran en la figura 5-65. Los ensayos de pozo y las zanjas pequeñas requieren fichas separadas.

En las cabeceras de los impresos se deja un cierto espacio para poner los datos de identificación del proyecto, su carácter, número del sondeo, emplazamiento, cotas, fecha de comienzo y terminación y el nombre de la persona responsable del trabajo.

Designación de tamaño	Observaciones	Barra y Acoplamiento	Barra	Acoplamiento	Pasos de rosca por centímetro
		Diámetro exterior	Diámetro interior	Diámetro interior	
E	Aseguir estándar ajuste en uso en muchos proyectos	3,34	2,14	1,11	7,6
A		4,13	3,22	1,43	7,6
B		4,84	3,57	1,59	12,7
N		6,00	5,08	2,54	10,2
RW	Existente actual	2,78	1,83	1,03	10,2
EW		3,49	2,54	1,13	7,6
AW		4,56	3,41	1,59	7,6
BW		5,40	4,45	1,91	7,6
NW		6,67	5,72	3,49	7,6
HW		8,89	7,78	6,03	7,6
KWY	Acoplador	7,30	5,87	3,49	10,2
HWY		8,89	7,30	4,45	10,2
AQ	Barra de taladro de doble tubo 1/ Acoplador	4,45	3,49	—	10,2
BQ		5,56	4,61	—	7,6
NQ		6,99	6,03	—	7,6
HQ		8,89	7,78	—	7,6
PQ		11,43 2/ 11,75 2/	10,32	10,32	7,6

1/ Las dimensiones y designación de la barra del taladro de doble tubo pueden variar de acuerdo con el fabricante

2/ Para designación de tamaño PQ, diámetro externo de la barra 11,43 cm y diámetro exterior del acoplamiento 11,75 cm.

Figura 5-64.-Estándares de barras de taladro (Diamond Core Drill Manufactures Association). 288-D-2891.

El impreso está dividido en una serie de columnas, correspondientes a las distintas clases de datos necesarios, según el tipo de sondeo.

Cuando se recoja la información de depósitos superficiales, hay que situar en intervalos de profundidad cada estrato de material que sea sustancialmente diferente en composición de los estratos situados por encima y por debajo de éste, clasificarlo separadamente y describirlo en el impreso. En las exploraciones que no sean de cimentaciones para estructuras, deben de describirse las capas finas o acumulaciones de diferente material que formen un estrato relativamente uniforme, pero no se necesita que tengan una ficha individual; por ejemplo, a una profundidad de 2,8 metros hay una acumulación de arena fina de 2,5 cm de espesor. Sin embargo, las fichas de las exploraciones pata estructuras deben de indicar la profundidad a la que se encuentran todas las acumulaciones y capas de material e incluir la clasificación además de una descripción detallada del material.

Los pozos de ensayo escavados a máquina o las zanjas de ensayo pueden necesitar más de una ficha para describir adecuadamente las diferentes porciones del pozo o la zanja. La ficha inicial de dichos pozos o zanjas debe de describir la sección vertical en la parte más profunda de la excavación y se suele coger del centro de la pared del pozo o la zanja. Si esta ficha no describe adecuadamente las variaciones en los diferentes estratos expuestos por el pozo o la zanja, deben de prepararse fichas adicionales de otros puntos de los ensayos de excavación para poder dar una representación real de los estratos encontrados en el sondeo o zanja de ensayo. En zanjas largas, hay que preparar una ficha al menos por cada 15 metros de pared de zanja, independientemente de la uniformidad del material o el estrato. Es deseable que se haga una sección geológica de una o de ambas paredes y puede ser necesario para describir las variaciones de los estratos y el material entre diferentes fichas. Cuando se necesite más de una ficha para describir el material de un sondeo o una zanja, debe de darse las coordenadas de la localización y la elevación del terreno de cada punto sobre el que fue realizada la ficha. Para zanjas largas hay que preparar un mapa geológico y secciones geológicas.

5.42. Información en las fichas.

La ficha debe contener la información necesaria sobre el tamaño del sondeo y el equipo que se ha utilizado en la perforación, incluyendo el tipo de sonda, una descripción del equipo de perforación (o tipo de barrena) usado, así como de la forma en que se ha excavado el pozo en su caso. Se debe indicar en las fichas el lugar de donde se ha tomado la muestra y expresar la cantidad de material obtenido como testigo, en tanto por ciento de la longitud de penetración de la barrena.

UDHCONECTA.COM

FICHA GEOLÓGICA DE UN SONDEO

HOJA ...1... DE ...2...

TIPO ...MUESTRA... PROYECTO ... ESTADO ...

EMPLAZAMIENTO ...Canal Isla derecha... CUBIERTA ...652,03... ELEVACIÓN DEL SUELO ...652,18... DIP (ÁNGULO DESDE EL HORIZONTE) ...90°...

SONDEO Nº ...DH-123... COORDENADAS N. ... E. ... PROFUNDIDAD TOTAL ...49,93... PRESIÓN ...

INICIO ...25-8-81... FINALIZADO ...2-9-81... PROFUNDIDAD DEL TERRENO DE RECUBRIMIENTO ...

PROFUNDIDAD Y ELEVACIÓN DEL AGUA NIVEL Y FECHA DE MEDIDA ...Ver Notas... REGISTRADO POR ...F. J. Miller... REVISADO POR ...S. R. Cowles...

OBSERVACIONES SOBRE PÉRDIDAS Y NIVELES DE AGUA, RECUBRIMIENTOS CONSOLIDACIONES, EXCAVACIONES Y OTRAS CONDICIONES DEL SONDEO	TIPO Y TAMAÑO DEL TALADRO	(%) TESTIGO RECUPERADO	ENSAYOS DE INFILTRACIÓN: PROFUNDIDAD (METROS) DE (F. Cs o Cm)	A	PÉRDIDAS (L/seg)	PRESIÓN (Kg/cm²)	DURACIÓN DEL ENSAYO (MIN.)	COTA (METROS)	PROFUNDIDAD (METROS)	REGISTRO GRÁFICO	MUESTRAS PARA ENSAYAR	CLASIFICACIÓN Y CONDICIÓN FÍSICA
Propósito del sondeo: Investigación de los cimientos de una presa pequeña. **Localización e instalación:** Localizado a 7,62 m a la derecha del eje de la presa. Sección 3+85. Excavado aprox. 0,46 m de material para instalación del taladro. Profundidad medida desde la plataforma. **Operadores:** L. Harding, F. Smith y B. Green. **Equipo de sondeo:** Longear 34 montado sobre bancada, pie hidráulico, taladro rotativo, barra de perforación NW. **Métodos de sondeo:** 0,0 - 0,91 m : 7,6 - 1,27 cm de trozos de roca. 0,91 - 2,23 m: Potatestigos NWD3. Tubo de barrena W/split. Descarga lateral, cabeza de diamante y agua limpia. 2,23 - 2,8 m: 7,6 - 1,27 cm de trozos de roca. 2,8 - 40,93 m: Potatestigos NWD3. Tubo de barrena W/split. Descarga por la parte baja, agua limpia excepto anotaciones mas abajo. 19,39 - 24,11 m: utilizando circulación inversa de lodos **Condiciones de sondeo y perforadores Comentarios:** 0,0 - 0,6 m: Rápido y suave 0,61 - 3,14 m: Muy rápido y suave. 3,14 - 9,08 m: Taladrado moderadamente rápido y aspero. 9,08 - 15,33 m: Taladrado lento y suave. 15,33 - 19,39 m: Lento, aspero, en bloque. 19,39 - 34,63 m: De lento a rápido, de suave a ligeramente aspero. 34,63 - 36,21 m: Lento y aspero, en bloque. 36,21 - 40,93 m: lento y suave. **Condiciones de excavación:** 0,0 - 3,05 m: Dura 3,51 - 5,64 m: Ligera 18,59 - 19,39 m: Dura 35,30 - 39,35 m: Moderada	NW BB NW D_3 NW D_3	0 47 0 65 98 100 100 97 100 95 98 100 95 86 98 97 100 100 100 100 98 100 97 100	Inflatable 8x packer (Packer No. 12) and 55 gpm Max volume CNC pump used for all packer tests 0,0 (casing to 0.0'	3,54	3,963	G	20	651,63 648,74 642,09 640,57 639,20 636,91 632,76 625,82	3,05 6,10 9,14 12,19 15,24 18,29 21,34 24,38 27,43			0,0 - 0,15 m: Cubierta 0,15 - 3,29 m: Aluvión Cuaternario 3,29 - 19,26 m: Volcánico Terciario 19,26 - 40,93 m: Jurásico Metamórfico 0,0 - 0,15 m: Cubierta 0,15 - 3,29 m: Aluvión Cuaternario 0,15-0,40 m: Terreno residual y ladera lavada (Qc) Clasificados de muestras lavadas y superficies expuestas. Formado por aproximadamente 75% de arcilla fina marrón rojiza (con 20% arena fina) y 25% de fragmentos angulares de arenisca de 0,03 a 0,06 m, blanda, Fuertemente meteorizada. 0,40 - 3,29 m: Depósitos en el cauce del río (Qrs) 0,40 - 1,83 m: Arena arcillosa. Aprox. el 50% de arena subredondeada de gruesa a fina, dura; aprox. el 25% de grava subredondeada fina, dura; aprox. el 25% de finos con plasticidad media, alta resistencia en seco, dureza media; tamaño máximo 50 mm; no reacciona con el HCl. Firme, homogéneo, húmedo, marrón rojizo. 0,40 - 0,91 m: No recuperado. Roca troceada. 1,83 - 2,99 m: Arena limosa: Aprox. el 55 % de arena de media a fina; aprox. 45 % de finos no plásticos, no resistentes en seco. Tamaño máximo, arena media; marrón rojiza. No reacciona con el HCl. 2,23 - 2,80 m: No recuperado. Roca troceada. 2,38 - 3,29 m: Pobremente recuperado. Recuperada grava fina, dura, de redondeada a subredondeada. 3,29 - 19,26 m: Volcánico Terciario. 3,29 - 9,94 m: Toba de riolita soldada (Tsr). Gris claro, grano medio, 50 % de cristales de feldespato y fragmentos de cristales volcánicos de 3 mm en una masa de suelo microcristalina, 10 % de minerales 'mafio' oxidados y pirita. Moderadamente meteorizada. Ligeras manchas de óxido alrededor de algunos fragmentos de cristal; mineral 'mafic' completamente meteorizado; testigo localmente filtrado con agujeros de 0,63 cm de profundidad. Testigo rayado con presión suave de navaja, roto a través de ejes con presión manual dura o ligeros golpes de martillo. Ligeramente fracturado. (100 % de juntas). Testigo recuperado en una longitud máxima de 2,23 m (excluyendo roturas mecánicas) en su mayor parte de 0,46 a 0,91m. Grupo de juntas: (1) Inclinación de 20-50°, espaciadas en su mayor parte de 0,61 a 1,49 m., abiertas, de dos dimensiones, con delgadas superficies de unión de arcilla marrón rojiza; (2) Inclinación de 10-15°, espaciadas de 0,30 - 0,40 m, de dos dimensiones lisas. Presente unicamente en intervalos de 9,33 a 13,17 m. 9,94 - 15,12 m: Flujo de ceniza de toba volcánica (Tft) De rosa (seco) a rojo ladrillo (húmedo), con 25% de fragmentos de pumice gris de 0,03 m . Moderada a ligeramente meteorizada. Testigo agujereado con presión moderada de navaja; roto con ejes normales al testigo con presión manual dura. Fracturas moderadas (100% de uniones). Testigo recuperado en 0,21a 0,30 m de longitud. Grupo de juntas: (1) similar al grupo (1) del intervalo 3,29 a 9,94 m; (2) Inclinación de 15 - 30° subparalela al grupo (2) del intervalo de 3,29 a 9,94 m, espaciadas 0,12 a 0,61 m.	
			P 10,88	13,93	0,026	1,76	5					
			P 13,66	16,70	0,000	1,76	5					
			P 16,34	19,39	4,280 7,582 3,725	1,76 3,52 1,76	5 5 5					
			P 19,39	22,43	0,159 0,291 0,106	1,76 3,52 1,76	5 5 5					
			P 23,77	26,82	Packer did not seat							
			P 25,51	28,56	0,053 0,079 0,396 0,106 0,026	1,76 3,52 7,03 3,52 1,76	5 5 5 5					
			27,71	30,75	0,026 0,053 0,132 0,026 0,026	1,76 3,52 7,03 3,52 1,76	5 5 5 5					

TESTIGO PERDIDO / TESTIGO EXTRAIDO

Tipo de sondeo ... D = Diamante, H = Hayatellite, S = Barrena, C = Rotación
Agujero sellado ... P = Empaquetadora, Cm = Cementado, Cs = Fondo de la entubación
Tamaño aproximado del agujero (serie X) ... Ex = 3,81 m., Ax = 4,76 m., Bx = 6,03 m. Nx = 7,62 m.
Tamaño aproximado del testigo (serie X) ... Ex = 2,22 m., Ax = 2,86 m., Bx = 4,13 m., Nx = 5,4 m.
Diámetro exterior del tubo (serie X) ... Ex = 4,6 m., Ax = 5,7 m., Bx = 7,3 m., Nx = 8,89 m.
Diámetro interior del tubo (serie X) ... Ex = 3,81 m., Ax = 4,84 m., Bx = 6,03 m., Nx = 7,62 m.

TIPO ...MUESTRA... PROYECTO ... ESTADO ...HOJA ...1... DE ...2... SONDEO Nº ...DH-123...

GPO 1980 682-051

Figura 5-65.-Ejemplo de ficha geológica de un sondeo. (hoja 1 de 2).

FICHA GEOLÓGICA DE UN SONDEO

HOJA ...2... DE ...2...

TIPO ...MUESTRA... PROYECTO ... ESTADO ...

EMPLAZAMIENTO ... ELEVACIÓN DEL SUELO ... DIP (ÁNGULO DESDE EL HORIZONTE) ...

SONDEO Nº ...DH-123... COORDENADAS N. ... E. ... PROFUNDIDAD TOTAL ... PRESIÓN ...

INICIO ... FINALIZADO ... PROFUNDIDAD DEL TERRENO DE RECUBRIMIENTO ...

PROFUNDIDAD Y ELEVACIÓN DEL AGUA NIVEL Y FECHA DE MEDIDA ... REGISTRADO POR ... REVISADO POR ...

OBSERVACIONES SOBRE PÉRDIDAS Y NIVELES DE AGUA, RECUBRIMIENTOS CONSOLIDACIONES, EXCAVACIONES Y OTRAS CONDICIONES DEL SONDEO	TIPO Y TAMAÑO DEL TALADRO	(%) TESTIGO RECUPERADO	ENSAYOS DE INFILTRACIÓN: PROFUNDIDAD (METROS) DE (F. Cs o Cm)	A	PÉRDIDAS L/min	PRESIÓN (Kg/cm²)	DURACIÓN DEL ENSAYO (MIN.)	COTA (METROS)	PROFUNDIDAD (METROS)	REGISTRO GRÁFICO	MUESTRAS PARA ENSAYAR	CLASIFICACIÓN Y CONDICIÓN FÍSICA
Recubrimiento y consolid. Registro Tamaño Profund. Intervalo recubr. taladrado 1,22 m 0,0 m 0,0-1,58m 1,22 m 1,52 1,58-2,8 NxCs 2,44 2,8 -3,29 NxCs 3,05 3,29-4,75 NxCs 7,01 7,25-19,35 NxCs 14,63 19,35-24,38 CM consolidado 24,38- 14,17 40,93 a 19,35 **Color y retorno del fluido de taladrado** Intervalo Color % taladrado Retorno 0,0-1,58m: marrón-rojizo 0,25 1,58-2,44: marrón-rojizo 40 2,44-2,90: --- 0 2,90-7,16: gris 0-15 7,16-8,99: gris a gris rojizo 90 18,14- 19,35 : gris 50 16,31- 24,38 : azul 80 24,38- 40,93 : gris a gris verdoso 90 **Profundidad del agua durante el sondeo y nivel del agua** Fecha Profund. agua (m) Profund. pozo 26-8-81 1,52 4,75 27-8-81 2,41 9,94 28-8-81 1,37 15,24 29-8-81 16,18 20,73 02-9-81 27,19 28,25 * 03-9-81 32,80 - 32,25 * 04-9-81 33,47 - 35,66 * 05-9-81 33,59 - 39,62 * 08-9-81 32,80 - 40,93 09-9-81 32,13 - 40,93 1-10-81 31,46 - 40,93 12-11-81 30,97 - 40,93 09-7-82 31,94 - 40,93 * Achicando el sondeo al final del turno **Tiempo necesitado para completar el sondeo** : 118hr. Incluye 13 hr de taladrado y 5 hr de inactividad por fallo de la bomba: **Terminación del sondeo:** izquierda 14,63 m NxCs en el sondeo, sondeo tapado para lectura del nivel de agua. Profundidad determinada alcanzada en el sondeo.	ND 98 100 100 95 98 89 100 100	P 30,60 33,65 P 32,61 35,66 P 35,36 38,40 P 37,89 40,93	0,026 0,053 0,079 0,026 0,000 0,000 0,026 0,079 0,502 0,842 0,555 0,053 0,026 0,026 0,079 0,026	1,76 3,52 7,03 3,52 1,76 1,76 3,52 7,03 1,76 7,03 3,52 1,76 1,76 3,52 7,03 1,76	5 5 5 5 5 5 10 5 5 5	616,31 615,21 613,90 611,09	33,53 36,58 39,62			**CLASIFICACIÓN Y CONDICIÓN FÍSICA (CONT.)** Intensa a moderadamente fracturada. (100% de juntas). Las juntas están separadas y orientadas radialmente; las superficies son irregulares y asperas; no hay grupos perceptibles. Recuperada la mayor parte de la longitud del testigo de 0,09 a 0,21 m. 37,28 - 40,93 m: Reciente. Sin oxidación ni discontinuidades. Testigo roto a lo largo de esquistosidades o a través de ejes con golpes fuertes de martillo; rayado con fuerte presión de navaja. Ligeramente fracturado, excepto lo anotado debajo. (65% fisuras, 35% surcos). Recuperado en longitudes de 1,28 m, la mayoría de 0,49 - 0,82 m. Inclinación de los surcos 65 a 70°, separados 0,46 a 1,37 m. Grupo de fisuras anotado: (1) Inclinación 15 - 35°, separadas 0,46 - 1,62 m, la mayoría de las caras suaves, en dos direcciones. (2) Inclinación 10 - 25° normal al grupo (1), separadas de 0,61 - 1,98 m, la mayoría de las superficies en dos direcciones y suaves, alrededor del 5% con menos manchas, 10% rellenadas por Oxi-cal. 37,61- 38,92 m: Intensamente fracturado. (50% fisuras 50% surcos). Recuperado en longitudes de 0,18 m, la mayor parte de 0,09 - 0,12 m. 38,13 - 38,34 m: Zona de corte. 0,15 m de ancho. No recuperado. 38,13 - 38,19 m. Contacto superior (?); contacto inferior inclinación 62 - 67° (subparalelo a la esquistosidad). Formado por 70% de arcilla blanda, verde, húmeda, heterogénea y 30% de fragmentos de anfibolita brillante laminada de 0,16 a 0,64 cm. Los últimos 1,27 cm del corte está cubierta de calcita de cuarzo. Los fragmentos rompen con fuerte presión digital.	
			P 38,35 40,93	0,026 0,026 0,079 0,026	1,76 3,52 7,03 1,76	5 5 5 5	611,09	39,62			

TESTIGO PERDIDO / TESTIGO EXTRAIDO

Tipo de sondeo ... D = Diamante, H = Hayatellite, S = Barrena, C = Rotación
Agujero sellado ... P = Empaquetadores, Cm = Cementado, Cs = Fondo de la entubación
Tamaño aproximado del agujero (serie X) ... Ex = 3,81 m., Ax = 4,76 m., Bx = 6,03 m. Nx = 7,62 m.
Tamaño aproximado del testigo (serie X) ... Ex = 2,22 m., Ax = 2,86 m., Bx = 4,13 m., Nx = 5,4 m.
Diámetro exterior del tubo (serie X) ... Ex = 4,6 m., Ax = 5,7 m., Bx = 7,3 m., Nx = 8,89 m.
Diámetro interior del tubo (serie X) ... Ex = 3,81 m., Ax = 4,84 m., Bx = 6,03 m., Nx = 7,62 m.

CONTINUA EN LA COLUMNA CENTRAL.

TIPO ...MUESTRA... PROYECTO ... ESTADO ...HOJA ...2... DE ...2... SONDEO Nº ...DH-123...

GPO 1980 682-051

Figura 5-65.-Ejemplo de ficha geológica de un sondeo. (hoja 2 de 2).

UNIVERSITAT DE LLEIDA BIBLIOTECA ETSEA

UDHCONECTA.COM

7-1934-A (1-86) Bureau of Reclamation — REGISTRO DE POZO O SONDEO — SONDEO Nº TP-103a

TIPO Presa Whitsik — PROYECTO Central Dolnicky
DESIGNACIÓN DE ÁREA Cimientos del alivindero — ELEVACIÓN DEL SUELO 376,34 m
COORDENADAS N 1111 2222 — MÉTODO DE EXPLORACIÓN backhoe
DIMENSIÓN APROXIMADA de 2,4 a 3,6 m — REGISTRADO POR A. Pursou
PROFUNDIDAD CAPA FREÁTICA 1/ ninguna FECHA — FECHA(S) DE REGISTRO 25 - 1 a 26 - 1, 1986

CLASIFICACIÓN GRUPO SÍMBOLO (describe la muestra tomada)	DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL VER USBR 5000, 5005	% de más de 7,5 cm (EN VOLUMEN) 7,5 a 12,7 cm	12,7 a 30,5 cm	más de 30,5 cm
CL tres sacos 1,3 m	De 0,0 a 1,3 m de ARCILLA FINA: Aproximadamente el 90 % de finos con plasticidad media, alta firmeza en seco, dureza media; alrededor del 10 % predominantemente de arena fina; tamaño máximo, arena media; fuerte reacción con HCl. CONDICIÓN IN SITU: Blando, homogéneo, húmedo, marrón. Tres sacos de muestra de 22,7 Kg tomados de la zanja de muestra de 30 cm de ancho para el intervalo entero en el lado-norte del pozo. Muestras mezcladas y repartidas en cuatro partes.			
(SC)g muestra en bloque 3 m	De 1,3 a 3 m de ARENA ARCILLOSA CON GRAVA: Aproximadamente el 50 % de arena de gruesa a fina, dura, de subangular a subredondeada; alrededor del 25 % de grava subangular a subredondeada, fina, dura; aproximadamente el 25 % de finos con plasticidad media, alta firmeza en seco, dureza media; tamaño máximo 20 mm; reacción débil con HCl. CONDICIÓN IN SITU: Firme, homogéneo excepto por lentejones ocasionales de arena fina y limpia de 0,60 a 2,54 cm de grueso; húmedo, marrón rojizo. Bloque muestra de 30 por 30 cm tomada de 1,80 a 2,10 m de profundidad en el centro o al sur del pozo.			

OBSERVACIONES: Excavado con Yonka 67Z backhoe

Observación pozo instalado

fecha	Profundidad del agua
31-1-86	2,26 m
13-4-86	1,30 m
28-8-86	2,96 m

1/ Report to nearest 0,1 foot — GPO 888-580

Figura 5-66.-Ejemplo de ficha de ensayo de pozo o sondeo.

EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO - RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN Y REGISTRO

Tipo Muestra — Proyecto — Situación
Sondeo Nº PR - 44 — Coordenada N. 1.771.612 — E. 411.119 — Elevación del suelo 5,82 m
Profundidad y elev. del nivel de agua 2,77 m 3,08 m — Situación Ver dibujo Nº — Profundidad total 30,33 m
* Fecha de medida 7 - 16 - — Fecha contenus 7 - 14 - — Finalizado 7 - 15 - — Registrado por — Aprobado por

NOTAS: Pérdidas de agua, tipo y tamaño del sondeo, método y condiciones de perforación, excavación y otras informaciones

Serie NX C, a 8,84 m
Ensanchado de 12,7 cm y taladro de 6 a 4,27 m
Taladro lavado de 4,27 a 8 m
Usado tubo testamuestras Shelby de 7,6 cm desde 8 a 14 m
Taladro apretado a 12,8 m
Taladro lavado de 14,3 a 19,5 m
Usado tubo testamuestras Shelby de 7,6 cm desde 19,5 a 30,3 m
Nivel del agua 4 m el 7-15-__; nivel del agua 3 m el 7-16-__; Taladro recrecido a 5,8 m el 7-16-__; Sacada C, el 7-15-__, y retirado el trépico.
Sondeo cellado el 7-16-__

RECUPER. DE TESTIGOS %	GOLPES/METRO	CONTENIDO DE AGUA %	MUESTRAS PARA PRUEBAS
	20	17,5	X
	33		X
	39		X
	85		X
	36	34,5	X
	46	35,2	X
	93	27,4	X
	75		X
	85		X
	144	14,6	X
	63		X
	62		X
	72	22,3	X
	59	20,6	X
	56		X
	69	23,3	X
	118		X

PROFUNDIDAD (METROS): 0, 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27

RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN — Golpes por metro — Peso del martillo 63,5 Kg — Altura de caída 0,76 m — 0 33 66 98 131 164

CLASIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL

De 0 a 60 cm de ARENA arcillosa, alrededor del 80 % de arena fina, alrededor del 20 % de finos de plasticidad media, ocre, húmedo, (SC)

De 0,60 a 1,50 m de ARCILLA fina, alrededor del 40 % de finos de plasticidad media, alrededor del 20 % de arena fina, ocre, húmedo, (CL)

De 1,50 a 8 m de ARENA pobremente graduada, alrededor del 95 % de arena fina, alrededor del 5 % de finos no plásticos, ocre, de húmedo a mojado, (SP-SM)

De 8 a 10 cm de ARCILLA gruesa, de alta plasticidad, blando, de gris claro a marrón claro, jaspeado, de húmedo a mojado, (CH)

De 12 a 13 m de ARENA limosa, alrededor del 70 % de arena fina, alrededor del 30 % de finos no plásticos, ocre, saturado, (SP-SM)

De 13 a 19,5 m de ARENA pobremente graduada, alrededor del 95 % de arena fina, alrededor del 5 % de finos no plásticos, ocre, saturado, (SP-SM)

De 19,5 a 21 m de ARCILLA gruesa, alta plasticidad, alrededor del 20 % de arena fina, gris claro a marrón claro, jaspeada, pequeña cantidad de nódulos de ferro, de húmeda a mojada, (CH)

De 21 a 23,5 m de ARENA limosa, alrededor del 50 % de arena fina, alrededor del 50 % de finos no plásticos, fuerte reacción al HCl, marrón, de húmeda a mojada, (SM-ML)

De 23,5 a 25 m de ARENA arcillosa, alrededor del 50 % de arena fina, alrededor del 50 % de finos de plasticidad media, reacción moderada al HCl, marrón, de húmeda a mojada, (SC-CL)

De 25 a 30 m de ARCILLA gruesa, alta plasticidad, alrededor del 20 % de arena fina, de gris claro a marrón claro, jaspeada, pequeña cantidad de nódulos de ferro, de húmeda a mojada, (CH)

EXPLICACIÓN

GOLPES / METRO: Número de golpes necesarios para un metro de penetración. Si el resultado de 50 golpes es menor que 0,30 m de penetración registrada, profundidad penetrada registrada; de este modo, 50/0,12 indica 0,12 m de penetración con 50 golpes consecutivos como 125 golpes por 0,30 metros.

CLASIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN: Describe el tipo de suelo, con énfasis en la condición del emplazamiento, incluye símbolo del Unified Soil Classification. EJEMPLO: ARENA FORMIDABLEMENTE GRADUADA, 95 % predominantemente arena media, 5% finos no plásticos, tamaño máx. 9,53 cm, duro, húmedo, gris, no cementado (SP)

RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN: Dibujo, como se ve a la derecha. Valores actuales o, valores extrapolados a 50, círculo abierto con valores extrapolados a 125

Tipo Muestra — Proyecto — Situación — Sondeo Nº PR-44

Figura 5-67.- Ficha de datos de un sondeo y ensayo de penetración. Canal Gulf Coast. Proyecto Gula Basins, Texas. 288-D-2872

UDHCONECTA.COM

También se debe reseñar: el método de apoyo empleado durante la perforación; el tamaño y la profundidad de la entubación; emplazamiento y magnitud de las inyecciones, si se han hecho; el tipo de lodo de perforación y la clase de entibación empleada en los pozos. También hay que anotar si el material tiene muchos agujeros o es compacto.

En todas las fichas se debe consignar la presencia o ausencia de agua y hacer algún comentario sobre la seguridad de lo escrito. También es necesario poner la fecha en la que se realizó el ensayo, puesto que el nivel de la capa freática varía, en general, estacionalmente. Debe medirse el nivel del agua la primera vez que se encuentra y luego periódicamente, conforme la perforación avanza. Es importante tomar nota de la capa freática y de las aguas artesianas que se encuentren, anotando la mayor o menor importancia de las corrientes subterráneas atravesadas y los puntos donde se pierda agua. La ficha debe contener información sobre los ensayos de permeabilidad hechos a intervalos, tal como se describen en el apartado 5.46. Antes de abandonar o rellenar los sondeos, debe determinarse si va a ser necesario hacer observaciones periódicas de las fluctuaciones de la capa freática.

Cuando en la investigación sobre materiales para terraplenes se encuentran cantos rodados o bolos, es importante determinar su porcentaje en volumen. La ficha de un sondeo de ensayo o un agujero de taladro (figura 5-66) da un método para obtener el porcentaje en volumen de los fragmentos de 7,5 a 12,5 centímetros (3 a 5 pulgadas) o de los de más de 12,5 centímetros. El método consiste en pesar la roca, pasar del peso al volumen sólido y medir el volumen de huecos que contenía la roca. Este cálculo se puede hacer; sobre el volumen total del estrato excavado o sobre una parte representativa del mismo, tomando una muestra de una roza, tal como se ha descrito en el apartado 5.34(a).

En las "notas" de las fichas, correspondientes a sondeos o zanjas, se debe hacer una aclaración que explique las razones por las que se ha detenido la perforación. Para todos los demás sondeos se debe añadir al final de la ficha, si se terminó el trabajo según estaba previsto, o en caso contrario explicar el por qué se abandonó.

Los datos necesarios para las fichas geológicas de los sondeos (figura 5.65) incluyen las descripciones adecuadas de los depósitos superficiales y el fondo rocoso encontrado, un resumen de los métodos de taladrado y las condiciones y recoger las características físicas e índices apropiados para asegurar que hay datos ingenieriles adecuados para interpretación geológica y análisis del diseño. El formato de la ficha se divide en tres secciones básicas: Notas del taladro (en la columna izquierda); índices, notas y ensayos de agua (columna central); y clasificación y condiciones físicas (columna derecha). La información necesaria para cada columna de la ficha geológica (figura 5-65) se describe más abajo.

(a) *Columna de Notas del Taladro.-* Los comentarios en esta columna deben de provenir de las notas del geólogo y de otra información del Informe Diario de la Perforación.

Emplazamiento de la Perforación: Descripción física general de la situación del agujero del taladro. Si es posible, incluir información de la situación basada en distancia y posición de zonas características.

Propósito del taladro: La razón para taladrar el agujero, por ejemplo: "investigación de la cimentación de una presa", "investigación de materiales", o "toma de muestras para ensayos".

Equipo de taladro:

Taladro (marca, modelo)
Toma muestras (tipo, tamaño)
Accesorios (tipo, tamaño)
Varillas (tipo, tamaño)
Separadores (tipo, tamaño)
Equipos de ensayos de agua (tamaño de la varilla, traductor)
Juntas (tipo)

Taladros: Nombre

Líquido de taladro: Tipo y dónde fue usado (incluyendo los aditivos al líquido del taladro)

Retorno del Líquido del Taladro:

Intervalo
Tanto por ciento de retorno

Retorno del Líquido de Color del Taladro:

Intervalo
Color

Métodos de taladrado: Resumen de los procedimientos usados en los distintos tramos del agujero.

Condiciones de taladrado y comentarios del operador: Dato, por intervalo, de la velocidad relativa a la que la cabeza penetra la roca y la acción del taladro durante este proceso. (por ejemplo, "105.6-107.9: taladro lento, muy bloqueado, el agujero avanza a 15 minutos por pie (30,48 cm.). Los cambios en las condiciones de taladrado parecen indicar diferente litología, alteración, o densidad de fracturas. Indicar la situación y la cantidad de explosivos usados para la voladura para ayudar el avance del agujero. Cualquier otro comentario relativo a la facilidad o dificultad de avanzar o mantener el agujero (indicar las situaciones).

Existencia de huecos: Indicar los intervalos con huecos con anotaciones adecuadas relativas a la proporción de cavidades. Los intervalos deben de ser resaltados donde esté el hueco, no la profundidad del mismo.

Indicación de la cementación: Indicar los intervalos con cementación y si los tramos han sido cementados más de una vez. Esto se puede unir al informe de huecos si este o el otro es corto.

Datos de la Campaña de Campo del taladro: Si se obtiene.

Datos del nivel del agua: Notas sobre la situación, cantidad de agua, y presiones de los caudales artesianos.

Finalización del taladro: Cómo se completó o se rellenó el taladro; si se utilizó chorro, lavado o achique; profundidad del recubrimiento dejado en el agujero, o si el recubrimiento fue extraído. Localización y tipo de piezómetros, situación, tamaños, y tipos de las tuberías ranuradas (incluyendo el tamaño y el espaciamiento de las ranuras) o los tubos (risers) de los piezómetros. Tipo de profundidad del relleno o profundidad del hormigón y tapón de bentonita; situación de los intervalos aislados, elevación de la parte alta de los tubos.

Razón para haber terminado el agujero: Si el agujero alcanzó la profundidad prevista o la razón por la que se paró antes de alcanzarla.

Tiempo estimado de taladrado:

Tiempo total
Tiempo de taladrado
Tiempo de bajada

(b) *Columna Central.*-Las subcolumnas en la columna central son generalmente autoexplicativas. Estas columnas pueden ser modificadas, o añadirse nuevas columnas al formato existente para escribir los índices apropiados o las condiciones especiales.

Ensayos de permeabilidad: Guardar la información general de estos ensayos. Se puede guardar información adicional de los "ensayos del agua" o informes del personal del sondeo.

Tipo y Tamaño del Agujero, Elevación, y Profundidad: Estas columnas son auto explicativas.

Extracción de la muestra: Indicar el porcentaje de recuperación por cada tramo (esto no necesita de un gráfico). La extracción de la muestra por cada tramo debe de ser cuidadosamente indicada por el sondista en el Informe Diario de Sondeo. Sin embargo, esta columna debe de reflejar las medidas preparadas por el geólogo durante el registro.

UDHCONECTA.COM

Tabla 5-7.-Lista de control para definición de suelos.

1.	Nombre de grupo						
2.	Símbolo de grupo						
3.	Porcentaje, en volumen, de guijarros y cantos rodados						
4.	Porcentaje, en peso en seco, de grava, arena y finos						
5.	Partícula-rango de tamaño						
	Grava – fina, gruesa						
	Arena – fina, media, gruesa						
6.	Angulosidad de la partícula:						
	Angular	subangular		subredondeada		redondeada	
7.	Forma de la partícula						
	Plana	alargada		plana y alargada			
8.	Dureza de granos gruesos						
9.	Tamaño máximo de partícula o dimensión						
10.	Plasticidad de finos:	no plástico	bajo	medio	alto		
11.	Resistencia en seco:	nada	baja	media	alta	muy alta	
12.	Dilatancia:	nada	lenta	rápida			
13.	Dureza:	baja	media	alta			
14.	Color (en condición húmeda)						
15.	Olor – mencionar sólo si es orgánico o excepcional						
16.	Humedad:	seca	húmeda	mojado			
17.	Reacción con HCl:	ninguna	débil	fuerte			
		Para muestras intactas					
18.	Consistencia:	muy blanda	blanda	firme	dura	muy dura	
19.	Densidad natural:	poco densa	densa				
20.	Estructura:	estratificada	laminada	fisurada	estriada	bloque	cristalizado
21.	Cementación:	débil	moderada	fuerte			
22.	Interpretación geológica						
23.	Comentarios adicionales						
	Presencia de raíces o agujeros de raíces						
	Presencia de mica, yeso, etc.						
	Superficie cubierta de partículas de grano grueso						
	Excavación o desprendimiento del taladro en el lado del pozo o zanja						
	Dificultad en el taladro						
	Etc.						

Finalización del agujero : Debe de añadirse esta columna. Es un gráfico de cómo se finalizó el agujero. Se puede incluir una explicación en la parte inferior de la sección intermedia de la ficha, describiéndola o con notas en el dibujo.

RQD (Rock Quality Designation) . Denominación de la Calidad de la Roca. Debe de ser indicada por cada tramo de muestra. Esta columna se considera necesaria para todas las estructuras del subsuelo y se recomienda para la mayoría de los registros de los agujeros de tamaño N.

Registro de la litología: Una columna orográfica ayuda a visualizar rápidamente las condiciones geológicas. Pueden usarse los símbolos apropiados de los ensayos de correlación, zonas de falla, niveles del agua, alteración y fracturación.

Muestras para Ensayos: Debe incluir la localización de las muestras recogidas para ensayos y después se pueden poner los resultados en la columna, si ésta se agranda.

(c) *Columna de Clasificación y Condiciones Físicas.*- Toda la información presentada debe de dividirse en un encabezado principal y varios subtítulos secundarios y terciarios. Los encabezamientos principales pueden ser "Depósitos Superficiales" y "Unidades de Roca" o pueden ser "Diferencias en Alteraciones" o "Litologías". Las descripciones de muestras de roca y de suelo rocoso necesarias en esta columna se comentan en el apartado 5.44.

5.43. Descripción de los suelos.

El encargado de la toma de datos de los sondeos debe ser capaz de identificar los suelos según el sistema Unificado de la Clasificación de Suelos (USCS). La descripción de un suelo en la ficha debe incluir su nombre, seguido por los datos descriptivos necesarios, tal como se indica en la tabla 5-7. Después que se ha descrito el suelo, debe ser clasificado en su grupo correspondiente mediante las letras simbólicas. Estas letras simbólicas representan una variedad de suelos que tienen ciertas características comunes, aunque por sí solos no definen completamente un determinado suelo. Hay que usar una clasificación intermedia (dos símbolos separados por un guión) cuando el suelo no entra totalmente en uno de los grupos, pero participa de las características de ambos. (Ver las secciones 5.16, 5.17 y la figura 5.12 para tener más detalles de la calificación de suelos).

La identificación y clasificación de suelos en los registros de sondeos deben de basarse en exámenes visuales y ensayos manuales. Los ensayos de laboratorio pueden usarse para comprobar la clasificación de los suelos; sin embargo, los resultados del laboratorio deben ser incluidos en un subpárrafo separado.

Los suelos que se estudian en presas pequeñas se utilizan para uno de estos dos fines: (1) como materiales de préstamos, de terraplenes o rellenos, o (2) como cimientos de la presa y estructuras anejas. Las características del suelo que serán descritas dependerán del fin a que se destinen. En muchas estructuras, hay que hacer una gran excavación para llegar al cimiento deseado. Por motivos económicos se debe emplear al máximo este material excavado; así pues, una zona de cimientos se convierte a menudo en cantera de materiales y el estudio de estos suelos tiene que contener la información necesaria desde ambos puntos de vista. Los suelos y las rocas alteradas que son posibles zonas de préstamos para el cuerpo de la presa, deben ser adecuadamente descritos en la ficha del pozo o sondeo. Como estos materiales resultarán muy alterados después de la excavación, transporte y su posterior compactación en terraplén, su estructura es menos importante que la cantidad y características de los suelos que lo componen, aunque es importante registrar su estado de humedad natural. Si el material que se va a compactar está muy seco, hay que añadirle agua para su compactación, mientras que si está muy húmedo y contiene bastante finos, necesita cierta preparación antes de utilizarlo. Basta con hacer una clasificación muy simple según el contenido natural de agua del suelo, llamándolo "seco", "húmedo" o "saturado". Los pozos hechos para estudiar los suelos de préstamos, llevan en su ficha el grupo de la clasificación a que pertenecen. Sin embargo dentro del mismo grupo es necesario anotar todos los cambios importantes del contenido de humedad.

Cuando se estudia un suelo desde el punto de vista de la cimentación de la presa o estructuras dependientes de ella tienen gran importancia datos tales como: la estructura natural, contenido de humedad y compacidad; por lo tanto, las fichas deben resaltar las condiciones del suelo "in situ", además de describir su composición. El estado natural de los suelos de cimientos es muy interesante, puesto que su resistencia y posibles asientos, una vez en carga, varían enormemente con la consistencia y compacidad. Es, por lo tanto, importante, por ejemplo, decir si un suelo arcilloso es duro y seco o blando y húmedo. Hay que tener en cuenta en el proyecto los cambios de consistencia de los cimientos ocasionados por posibles variaciones de humedad durante la construcción y explotación de la obra. Si se ha clasificado bien el suelo se puede predecir el efecto de estos cambios de humedad en sus propiedades.

Puede ser útil para identificar las condiciones naturales de un suelo la inclusión de las

UDHCONECTA.COM

interpretaciones geológicas como loes, caliche, etc. además del nombre de la clasificación del suelo

La tabla 5-8 muestra los datos que son necesario recoger para poder describir un suelo para material de préstamos o como cimiento. En el cuadro de clasificación de los suelos (fig. 5-12), se dan ejemplos de cómo se debe describir un suelo y en las figuras 5-65 5-66 y 5-67 algunos ejemplos de fichas. .

5.44. Descripción de muestras de roca.

La capacidad de una cimentación de soportar las cargas impuestas por varias estructuras, depende principalmente de la deformabilidad, estabilidad y condiciones del agua del terreno de los materiales de la cimentación. La estimación e intuición por sí solas no son adecuadas para hacer proyectos seguros de presas. Se ha vuelto imperativo llevar a cabo un proyecto geológico debido a los recientes avances en mecánica de suelos y roca y los nuevos procedimientos analíticos permiten a los ingenieros calcular más condiciones analíticamente que antes. Para incorporar esas técnicas nuevas, los datos recogidos en los informes geológicos, no deben ser solamente precisos y concisos, sino también los más cuantificables posibles.

(a) *Objetivos de un Informe Geológico.*-El objetivo principal al describir una muestra de roca, es disponer de un resumen conciso de las características geológicas y físicas más importantes para su uso por un ingeniero. El Bureau of Reclamation ha adoptado unos índices reconocidos, unas descripciones estandarizadas, y cuando sea necesario, unas descripciones numéricas de las características físicas para asegurar que esos datos se recogen de una forma uniforme, consistentemente y con precisión. La descripción debe hacerla un ingeniero geólogo. Así, una persona con experiencia puede resaltar detalles aparentemente de poca importancia, pero que él/ella sabe que tienen gran interés desde un punto de vista ingenierii, y excluir otros, que tengan sólo interés académico. Las descripciones correctas de las muestras de roca pueden ser preparadas exclusivamente con una inspección visual o una "muestra de mano" añadiendo unos simples ensayos de campo. Solamente son necesarios los ensayos detallados microscópicos o de laboratorio para definir el tipo de roca o su mineralogía en casos especiales. La figura 5-68 presenta cómo la muestra obtenida de un taladro se prepara para su descripción.

Tabla 5-8.- Descripción de suelos

Conceptos descriptivos	Préstamos		Cimentación	
	Suelos grano grueso	Suelos grano fino	Suelos grano grueso	Suelos grano fino
Nombre de grupo (como se muestra en la clasificación de suelos figura 5.12)	R[1]	R	R	R
Porcentajes aproximados de grava y arena	D	D	D	D
Tamaño máximo de las partículas incluyendo bolos y cantos rodados	R	D	D	D
Forma de los granos gruesos-angulosidad	D	-	D	-
Condiciones superficiales de los granos gruesos.- Revestimientos	D	-	-	-
Dureza de los granos gruesos – posible descomposición en tamaños más pequeños	D	-	D	-
Color (en estado húmedo para suelos de grano fino y fracción de finos en suelos de grano grueso)	D	D	D	D
Humedad (seco, húmedo, saturado)	R	R	R	R
Contenido de materia orgánica	D	D	D	D
Grado de plasticidad (no plástico, bajo, medio, alto) y dilatancia, resistencia en seco y dureza de la fracción fina en suelos de grano grueso; grado y carácter en suelos de grano fino	D	R	R	R
Estructura (estratificada, lenticular, laminada, etc., dar buzamiento; espesor de los estratos, alveolar, agujeros, fisuras, etc.)	-	-	R	R
Tipo de cementación	R	D	R	R
Consistencia en estados inalterados y remoldeados (sólo arcillas)	-	-	-	R
Nombre geológico o local	D	D	R	R
Símbolo del grupo	R	R	R	R

[1]R = Información obligada en la ficha
D = Información conveniente en la ficha

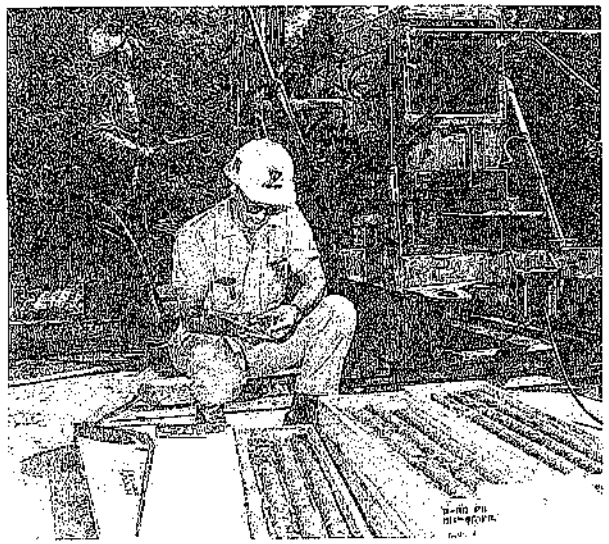


Figura 5-68.-Registro de una muestra obtenida de un sondeo rotatorio. P1222-142-2198.

(b) *Datos Necesarios para las Fichas de Sondeos.*- El objeto del sondeo y de la toma de datos, es conocer las condiciones de la roca "in situ". Por tanto, se debe anotar cualquier detalle o desperfecto de la muestra debido al tipo de sonda utilizado, tubo, u otro equipo usado, o causado por el uso de un equipo incorrecto o a cualquier irregularidad en la realización del sondeo. Estos factores pueden tener un marcado efecto sobre la cantidad y calidad de testigos obtenidos, particularmente en rocas blandas, friables o muy fisuradas, o en zonas de fallas. Las fichas geológicas requieren tanto la descripción de los materiales, como el detalle del equipo de sondeo, los métodos, y las condiciones que puedan proporcionar datos relevantes para un ingeniero o sean útiles en las interpretaciones geológicas.(ver apartado 5.42).

Normalmente se usa el USCS para describir los depósitos superficiales recogidos de los agujeros y descritos en la fichas geológicas (por ejemplo, material de erosión, aluvial, coluvial y suelo residual) donde se obtengan buenas muestras. Si no se pueden obtener muestras, deben de usarse los términos descriptivos de los trozos, el color del agua de retorno, las características del taladro, y la correlación con la superficie a la vista. Siempre es necesario guardar lo que está siendo descrito – muestras o trozos. Son deseables unas descripciones uniformes para todas las características físicas como la compacidad, consistencia y estructura de acuerdo a las guías establecidas por el USCS. El nombre de la unidad geológica y la edad, cuando se conozca, también deben de incluirse (por ejemplo "Depósito del valle Cuaternario", "Depósitos de lecho de río recientes", "Aluvión Cuaternario", y Coluvión Cuaternario").

La descripción de un testigo de roca incluye el típico nombre de la roca seguido de datos sobre sus características litológicas y estructurales, condiciones físicas, meteorización y cualquier propiedad geológica, mineralógica o física de interés para

UDHCONECTA.COM

el estudio de las condiciones del subsuelo. El suelo rocoso o las unidades litológicas deben de ser delineadas e identificadas no sólo mediante el tipo general de roca incluido en el apartado E de este capítulo, sino también cualquier característica geológica, mineralógica, o física que tenga importancia para un ingeniero para la interpretación de las condiciones del subsuelo. Las descripciones del suelo rocoso deben de incluir los datos indicados a continuación:

(1) *Descripción General.*- Debe de proporcionarse una descripción general de cada unidad litológica. Esta debe incluir notas de su composición, tamaño del grano, forma, textura, color inalterado y alterado o de las caras a la intemperie, cementación, estructura, exfoliación y estratificación o esquistosidad y su orientación. Normalmente en los informes geológicos se incluyen descripciones más detalladas, permitiéndose en este caso un detalle menor.

(2) *Dureza y Resistencia.*- La dureza y la resistencia de las masas de roca principalmente dependen de los tipos de rocas individuales, pero pueden estar modificadas por la intemperie o alteraciones. Junto con las descripciones de la dureza y la resistencia, la alteración por la intemperie puede ser el principal criterio para determinar la profundidad de la excavación, el diseño de los taludes, y el uso de los materiales excavados. Las grandes diferencias en la dureza son más importantes que las muy pequeñas o muy localizadas.

(3) *Características Estructurales.*- Las características estructurales (discontinuidades) en las masas de rocas en la forma de planos o superficies de separación incluyen las exfoliaciones, planos de plegamientos, fracturas, juntas, y zonas de rotura o fallas. Dado que esas características controlan o influyen significativamente en el comportamiento de la masa de roca como su resistencia, deformación, y permeabilidad, deben de ser descritas en detalle. Hay varios índices y al menos tres tipos de datos que son útiles para evaluar las características estructurales; estos son la densidad de fracturas o intensidad, descripción de fracturas, y descripción de planos de corte o fallas.

a. *Densidad de Fracturas.*- La densidad de fracturas se basa en el espaciado de todas las roturas que ocurren de forma natural en la muestras extraída (testigos continuos), excluyendo las roturas mecánicas y las zonas de cizallamiento o fallas. Deben de registrarse las longitudes máximas y mínimas y el rango de la longitud media de la muestra extraída. Estos espaciados de las fracturas deben de describirse siempre en términos de medidas físicas, pero los términos descriptivos de esas medidas son también convenientes y ayudan a transmitir las características de las masas rocosas. Esto es especialmente útil para proporcionar el porcentaje de los tipos de discontinuidades.

b. *Descripción de las Fracturas.*- Las fracturas o juntas deben de categorizarse en tipos basados en orientaciones similares, y debe describirse cada tipo. Deben de recogerse las medidas físicas, como la orientación (inclinación o pendiente) de los taladros, espaciamiento o frecuencia donde sea aplicable, y persistencia o continuidad. Además, deben de describirse las siguientes características: la composición, espesor y dureza de los rellenos o capas superiores; las características de las superficies (lisas o rugosas); veta; rellenos y si la fractura es abierta o cerrada. En las muestras extraídas mediante taladro, debe de medirse el espaciamiento medio entre las fracturas a lo largo del centro de la muestras o, cuando se pueda distinguir una formación (juntas paralelas o subparalelas), el espaciado real perpendicular a esas superficies.

c. *Descripciones de las Fallas y Cizalladuras.*- Las fallas y cizalladuras deben de ser descritas en detalle, incluyendo los datos como el porcentaje de varios compuestos (incrustaciones, fragmentos de roca, vetas de cuarzo o calcita) y la relación de entre esos compuestos. Deben de registrase el color de las

incrustaciones, la humedad, la consistencia y la composición; y el fragmento o el tamaño de las brecias, la forma, las características de las superficies, la litología y la resistencia.

(4) *Pérdida del Testigo.*- Los intervalos de las perdidas del testigo y sus causas deben de registrarse. Todos los testigos deben de ser medidos por el analista de los sondeos (usando el punto medio de los finales de los testigos), y las pérdidas o ganancias deben de ser transferidas a las extracciones adyacentes para compensar una con otra. Las pérdidas o ganancias no contempladas definidas por el informe del sondeo deben de compensarse, y debe de determinarse la situación del punto de la pérdida o ganancia. Las medidas inexactas del sondista y la situación donde se dejó la ultima extracción (quitado, dejado y reiniciado el taladro) pueden determinarse examinando el final y el principio de los testigos adyacentes para ver si encajan o muestran indicios de que han sido re-taladrados.

Donde aparezcan pérdidas, debe de examinarse el testigo para determinar si la causa de la pérdida es crítica. Las pérdidas del agua del taladro y el color, o los cambios en las condiciones advertidos por el sondista pueden sugerir la causa de las pérdidas. Los métodos malos de perforación, las malas medidas, o las condiciones geológicas responsables de las pérdidas suelen ser reconocidas por un analista de los sondeos con experiencia. Cuando una parte de una falla se interpreta debido a la pérdida durante el taladro, la porción no recuperada debe de ser descrita como parte de la falla, y la pérdida usada para determinar su espesor.

K. ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO

5.45. Generalidades.

Hay una gran variedad de ensayos de campo y de laboratorio utilizados en el proyecto de presas. Sin embargo, solamente se describen aquí aquellos aplicables a los procedimientos simplificados de proyecto utilizados en este libro. Además del ensayo de penetración estándar descrito en el apartado 5.32(b), que permite obtener datos del terreno natural y aplicables al estudio de cimientos para pequeñas presas, hay otros tres ensayos de campo para obtener valores del suelo natural aplicables a las exploraciones para cimentaciones: (1) Ensayos de permeabilidad, (2)Ensayos de densidad "in situ", y (3)Ensayos de cortante de paleta (vane shear test).

El ensayo de densidad "in situ" se emplea también en las zonas de préstamos, para determinar los factores de entumecimiento entre el volumen de excavación y el compactado.

Los ensayos de laboratorio de los suelos descritos aquí se limitan a los necesarios para comprobar la clasificación de los suelos y determinar sus características de compactación, para poder compararlas con las hipótesis de proyecto, sacadas de los datos de la tabla 5-1(apartado 5.18) y poder establecer una correlación con los ensayos de control de construcción dados en el apéndice E. Con la descripción de los ensayos se pretende dar una idea general de su alcance. Los procedimientos detallados de los ensayos se encuentran en el *Earth Manual* [7] del Bureau of Reclamation.

Se describen también los ensayos de laboratorio, que comúnmente se piden en el Pliego de Condiciones, relativos a las escolleras y áridos para hormigones, con el fin de dar una idea de su significado. Los detalles de los métodos de ensayo se pueden encontrar en el *Concrete Manual* [9] del Bureau of Reclamation.

UDHCONECTA.COM

5.46. Ensayos de permeabilidad en el campo.

(a) *Generalidades.*- Se obtienen valores aproximados de la permeabilidad de los diferentes estratos atravesados con un sondeo, haciendo pruebas de agua en los taladros. La exactitud de los valores obtenidos depende de la homogeneidad del estrato ensayado y de ciertas restricciones de las fórmulas empleadas, aunque siempre que se tenga cuidado de ajustarse a los métodos recomendados, los resultados que se obtengan durante la perforación, serán buenos. Para el proyecto de presas pequeñas, es innecesario el uso de métodos más precisos para determinar la permeabilidad (como los consistentes en bombear agua en pozos, mientras en una serie de agujeros de observación se mide el descenso de nivel de la capa freática o mediante el ensayo de bombeo usando tubos perforados de gran diámetro).

Los ensayos descritos anteriormente son del tipo que se podrían llamar de bombeo; esto es, se basan en medir la cantidad de agua absorbida por el terreno a través del fondo abierto de un tubo, o a través de una sección del sondeo que no esté entubado. Estos ensayos no son válidos y pueden dar lugar a grandes errores, si no se utiliza agua limpia, ya que por pequeñas cantidades de limo o arcilla que tenga se puede obturar la sección a ensayar y dar como resultado permeabilidades demasiado bajas. Para asegurarse de que el agua es limpia, cuando sea necesario, se puede usar un filtro o un depósito de decantación. Es conveniente que la temperatura del agua impulsada sea mayor que la del agua del terreno, para evitar la formación de burbujas de aire en él, que pueden reducir considerablemente el paso del agua.

(b) *Ensayos de fondo abierto.*-Las figuras 5-69 (A) y (B) muestran los ensayos hechos mediante una tubería sin fondo clavada a la profundidad deseada y que se ha limpiado cuidadosamente hasta el fondo. Cuando el fondo del sondeo está por debajo de la capa freática, conviene que esté lleno de agua durante la operación de limpieza, y especialmente durante la extracción de las herramientas, para evitar la compactación del suelo del fondo del tubo. Después de que se ha limpiado el agujero hasta la profundidad deseada, comienza el ensayo añadiendo agua limpia con un aparato de medida para mantener una carga de agua constante. En ensayos por encima de la capa freática (fig. 5-69(B)), es difícil conseguir un nivel constante y se considera suficiente poder mantener una pequeña oscilación del nivel, del orden de unos centímetros, con caudal constante, durante 5 minutos.

Si se desea aplicar una presión al agua que entra en el agujero, aquélla se añade a la altura piezométrica, tal como se indica en la figura 5-69 (C) y (D). Deben registrarse las medidas de la altura y caudal constante, tamaño del tubo y cotas de la boca y del fondo del tubo. A partir de estos datos la permeabilidad se obtiene con la fórmula siguiente:

$$K = \frac{Q}{5{,}5rH} \qquad (2)$$

En donde:

K es la permeabilidad,

Q caudal constante que entra en el agujero,

R radio interior de la entubación,

H carga de agua.

Cualquier sistema de unidades es válido. Por simplicidad la ecuación (2) puede escribirse:

$$K \text{ en } 10^{-3} \text{ cm/s} = 4{,}665\ C_1 \frac{Q\ (\textit{en litros/seg})}{H\ (\textit{en metros})}$$

Los valores de C_1 varían con el tamaño de la entubación de la forma siguiente:

Tamaño	*EX*	*AX*	*BX*	*NX*
C_1	204000	160000	129000	102000

El valor de H, para los ensayos realizados por debajo del nivel de la capa freática, es la diferencia, en metros, entre los niveles del agua en el tubo y de la capa freática. Si el ensayo se efectúa en una capa situada por encima de la capa freática, H es la profundidad, en metros, alcanzada por el agua en el tubo. Cuando el agua se inyecta a presión es necesario añadir dicha presión a H, tal y como se ha definido, teniendo en cuenta que

1 atm = 10,33 m

En el ejemplo mostrado en la figura 5-69 (A) los datos son

Entubación NX.

Q = 0,637 l/s (10,1 galones/ año)

H=6.52 m. (21,4 pies)

$$K = 4{,}665\ C_1 \frac{Q}{H} = 46{,}5\times10^{-3}\ \frac{cm}{seg}$$

Por ejemplo, en la figura 5-69 (D).

Entubación NX.

Q= 0,442 l/s (7 galones/min)

H (altura de gravedad) = 7,49 m (24,6 pies)

H (de presión) = 3,54 m.c.a.(5 lib/pulgada^2)

Por lo tanto:

H=7,49+3,53=11,03 m.

$$K = \frac{4{,}665\times102000\times0{,}442}{11{,}03} = 19{,}0\ \ 10^{-3}\ \frac{cm}{seg}$$

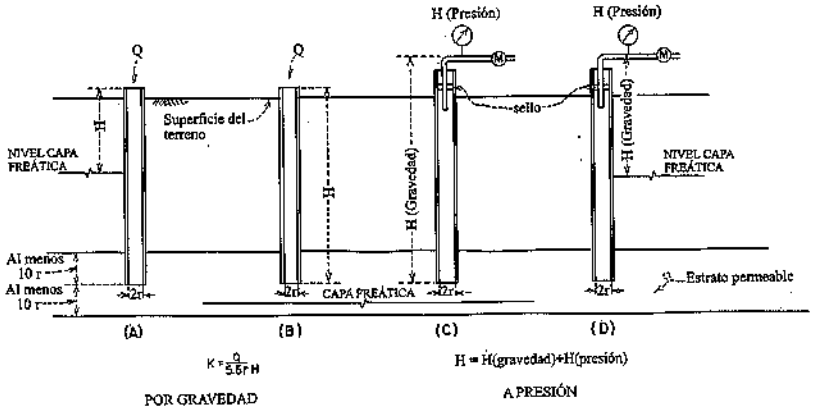


Figura 5-69.-Ensayo de permeabilidad en suelo con tuberías abiertas realizado en el emplazamiento. 288-D-2476.

c) *Ensayos Taponados.*-La figura 5-70 muestra un ensayo de permeabilidad hecho en una porción de sondeo por debajo del entubado. Este ensayo se puede hacer igualmente por encima y por debajo de la capa freática. Aunque se suele usar a presión para determinar la permeabilidad del lecho rocoso, puede hacerse también en terrenos no consolidados. Si el tapón se sitúa dentro del tubo, deben tomarse medidas para sellar adecuadamente el espacio anular entre el tubo y la pared del agujero para evitar que se escape la presión del agua. Incluso si se toman esas medidas para sellar el tapón, el valor del ensayo es cuestionable, porque no hay forma de asegura que el sello anular sea efectivo.

Las fórmulas que se usan son:

$$K = \frac{Q}{2\pi LH} \ln\frac{L}{r};\ \textit{para } L \geq 10r \qquad (3)$$

UDHCONECTA.COM

$$K = \frac{Q}{2\pi L H} arcsh \frac{L}{r};\ para\ 10\,r \geq r \qquad (4)$$

siendo:

K = permeabilidad,

Q = caudal constante dentro del sondeo,

L = longitud de la parte de sondeo que se ensaya,

H = carga de agua,

r = radio del agujero.

n = logaritmo neperiano.

$arcsh$ = arco de coseno hiperbólico.

Estas fórmulas (3) y (4) son válidas cuando el espesor del estrato es al menos $5L$, y son aproximadas para ensayos por debajo del nivel de la capa freática.

Para mayor comodidad, las fórmulas (3) y (4) pueden ser escritas:

$$K\left(en\ 10^{-6}\ \frac{cm}{seg}\right) = 4{,}665\,C_p \frac{Q\,(en\ litros\ por\ seg)}{H\,(en\ metros)}$$

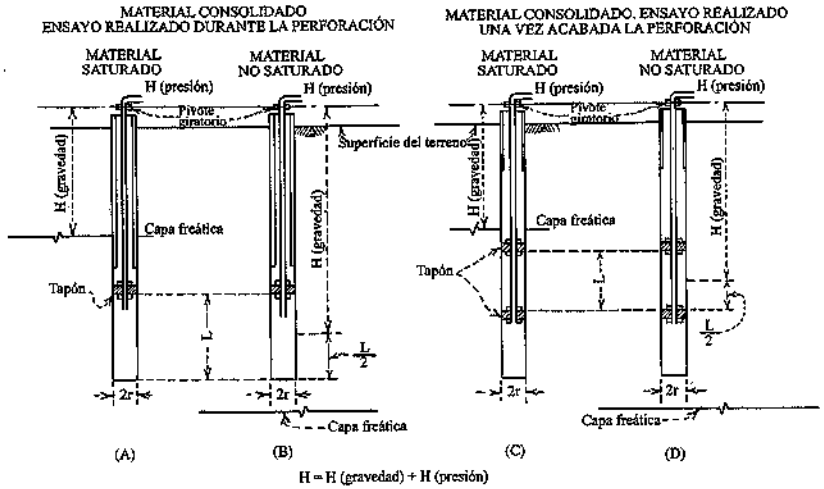


Figura 5-70.-Ensayo de permeabilidad con tapones para roca. 288-D-2477

En la que K está en cm/s, Q en l/s y C_p se determina de la tabla 5-9. Cuando la longitud del ensayo está por debajo del nivel de la capa freática, H es la distancia en metros del nivel freático a la llave de paso del aparato de presión. Mientras que si está por encima H es la distancia a dicha llave desde el centro de la longitud ensayada. Para ensayos sin presión la lectura de H se hace al nivel de la capa freática dentro del tubo (generalmente la superficie del terreno).

Los valores de C_p se dan en la tabla 5-9 para varios valores de L y diferentes diámetros del taladro.

El procedimiento habitual para los ensayos de permeabilidad en roca con tapones, consiste en perforar el agujero, sacar la barrena o herramienta empleada, poner la abrazadera que hace de tapón, hacer el ensayo, quitar la abrazadera, hacer el agujero más profundo, volver a colocar la abrazadera, ensayar nuevamente la sección perforada y repetir el ensayo cuantas veces sea necesario (ver figura 5-70(A)). Si el agujero se mantiene abierto sin necesidad de entubarlo, un procedimiento corriente es perforarlo lasta la profundidad final, llenarlo de agua, limpiar el pozo y desaguar, después se colocan las dos abrazaderas en el tubo o varilla, como muestran las figuras 5-70 (C) y (D). La longitud entre abrazaderas será cinco veces el diámetro del agujero. Se cierra el extremo de la tubería que pasa por las abrazaderas y la porción perforada debe hallarse entre ellas. En los ensayos entre dos abrazaderas es conveniente empezar por el fondo del agujero e ir ascendiendo.

Tabla 5-9.-Longitud de C_p para el cálculo de permeabilidad.

Longitud de la sección del ensayo L (m)	Diámetro del taladro del ensayo			
	EX	AX	BX	NX
0,3	31000	28500	25800	23300
0,6	19400	18100	16800	15300
0,9	14400	13600	12700	11800
1,2	11600	11000	10300	9700
1,5	9800	9300	8800	8200
1,8	8500	8100	7600	7200
2,1	7500	7200	6800	6400
2,4	6800	6500	6100	5800
2,7	6200	5900	5600	5300
3	5700	5400	5200	4900
4,6	4100	3900	3700	3600
6,1	3200	3100	3000	2800

Ejemplo de la figura 5-70 (A).

Datos:

Entubado NX hasta una profundidad de 1,52 metros.

Q = 0,139 l/ s.

L = 0,30 m.

H (debida a la gravedad)=distancia desde la capa freática a la llave de paso =1,07 m.

H (debida a la presión) = 0,342 atm x 10,33 m. = 3,52 m.

$H = H$ (gravedad) $+H$ (presión) = 4,59 m.

C_p = 23.300, de la tabla 5-9.

$$K = 4{,}665\,C_p \frac{Q}{H} = 32{,}8 \times 10^{-3}\ \frac{cm}{seg}$$

5.47. Ensayos de densidad "in situ" (Método del equivalente de arena).

Este método se utiliza para determinar la densidad "in situ" en un cimiento, una zona de préstamos o en un terraplén compactado y consiste en la excavación de un agujero y determinación del peso del material excavado, así como del volumen del agujero mediante el relleno de él con una arena calibrada. El conocimiento del contenido de agua de una muestra del suelo excavado permite calcular la densidad seca del terreno. Se han utilizado varios procedimientos basándose en el empleo del aire, agua o aceite para medir el volumen del agujero, pero el método de la arena es el más corriente.

Son suficientes unos 45 kilos (100 libras) de arena limpia, secada al aire, uniforme, que pasa por el tamiz número 16 y es retenida en el número 30. La arena se calibra vertiéndola en un recipiente de volumen conocido, pesándola y calculando su peso específico.



Figura 5-71.-Determinación de la densidad "in situ" sustituyendo suelo con arena de peso específico dado.

En el lugar que se va a realizar el ensayo, se retiran las partículas de terrenos sueltas de una superficie de 100 a 150 centímetros cuadrados (18 a 24 pulgadas cuadradas) y se nivela ésta.

UDHCONECTA.COM

Se debe utilizar una plataforma de trabajo, al menos hasta un metro del borde del agujero, cuando se excavan suelos que se pueden deformar o cuando puedan cambiar las dimensiones del agujero debido al peso del operador. Es suficiente un agujero de 20 centímetros (8 pulgadas) de diámetro y 30 a 35 cm (12 a 14 pulgadas) de profundidad, para suelos cohesivos que contengan poca o ninguna grava. Para suelos con grava se necesita un agujero de 30 centímetros (12 pulgadas) de diámetro en la superficie, reduciéndose hasta 15 centímetros (6 pulgadas) a una profundidad de 30 a 35 cm (12 a 14 pulgadas).

Se coloca en el terreno una plantilla de acero o madera con el tamaño adecuado del agujero y se hace la excavación cuidadosamente con una barrena u otra herramienta de mano. Todo el material sacado del agujero se coloca en un recipiente herméticamente cerrado, para pesarlo después. Para evitar la pérdida de humedad, se debe mantener cerrado el recipiente, excepto cuando se vaya a utilizar. En climas cálidos y secos, la superficie a ensayar debe estar a la sombra y cubrir el recipiente con un paño húmedo. Debe de meterse una bolsa de plástico en el recipiente para guardar el suelo extraído, y debe de cerrarse para evitar la pérdida de humedad.

Se determina el volumen del agujero llenándolo cuidadosamente con la arena calibrada, usando el vertedor de arena mostrado en la figura 5-71. El peso de la arena necesaria para llenar el agujero, se determina restando el peso final de arena y recipiente (más el peso calculado de la arena que ocupa el pequeño espacio de la plantilla) del peso inicial. El volumen de arena (y del agujero), se determina conociendo el peso específico de la arena calibrada.

La densidad húmeda "in situ" del suelo se halla dividiendo el peso del suelo sacado del agujero por el volumen de éste. Para suelos que no contengan gravas, se toma una muestra representativa y se determina su contenido de agua (ver en la sección 5.49 (b) el ensayo correspondiente). Después se calcula la densidad seca "in situ".

En los suelos que contienen gravas, se determina la densidad húmeda de todo el material como sigue: En el laboratorio se separan del suelo las partículas de grava, se determina su peso y su volumen sólido y se restan del peso y volumen total del material respectivamente, para obtener la densidad húmeda de la fracción de suelo que pasa por el tamiz núm. 4. La densidad seca se deduce de la determinación del contenido de agua. En la figura 5-72 se esquematizan los procedimientos de campo y laboratorio utilizados para los ensayos de densidad "in situ".

Para mayor información en la determinación del peso específico de los suelos pueden consultar los ensayos en USBR 7205, 7206, 7215, 7216, 7220 7221 y 7230 del *Earth Manual* del Bureau. [7]

5.48. Ensayo de cortante (vane sheart).

El ensayo de cortante con paletas es un ensayo "in situ" para determinar el cortante de un suelo cohesivo sin drenar. El equipo consiste en cuatro elementos rectangulares de metal de poco espesor de la misma área, que están rígidamente unidos a una varilla. El equipo se inserta en una zona inalterada de suelo cohesivo, normalmente a través de un taladro. Se aplica un giro a la varilla desde la superficie. Se incrementa el giro en la varilla hasta que el elemento cilíndrico definido por el equipo rompe por cortante. La resistencia a cortante del suelo sin drenaje se obtiene a partir de la medida del esfuerzo de giro y el área del elemento cilíndrico.

En el USBR 7115, Performing Field Vane Shear Testing, en el *Earth Manual* [7] se da una descripción mas detallada del ensayo de cortante.

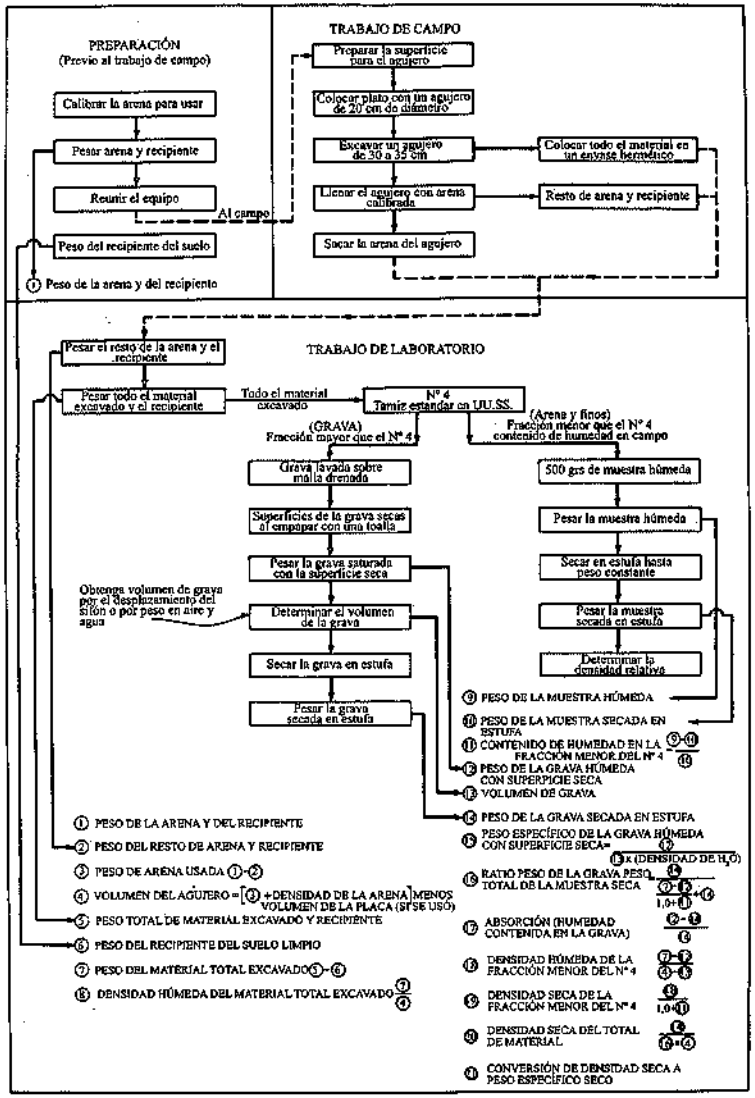


Figura 5-72.-Procedimiento de ensayo del peso específico en el emplazamiento. 101-D-285.

UDHCONECTA.COM

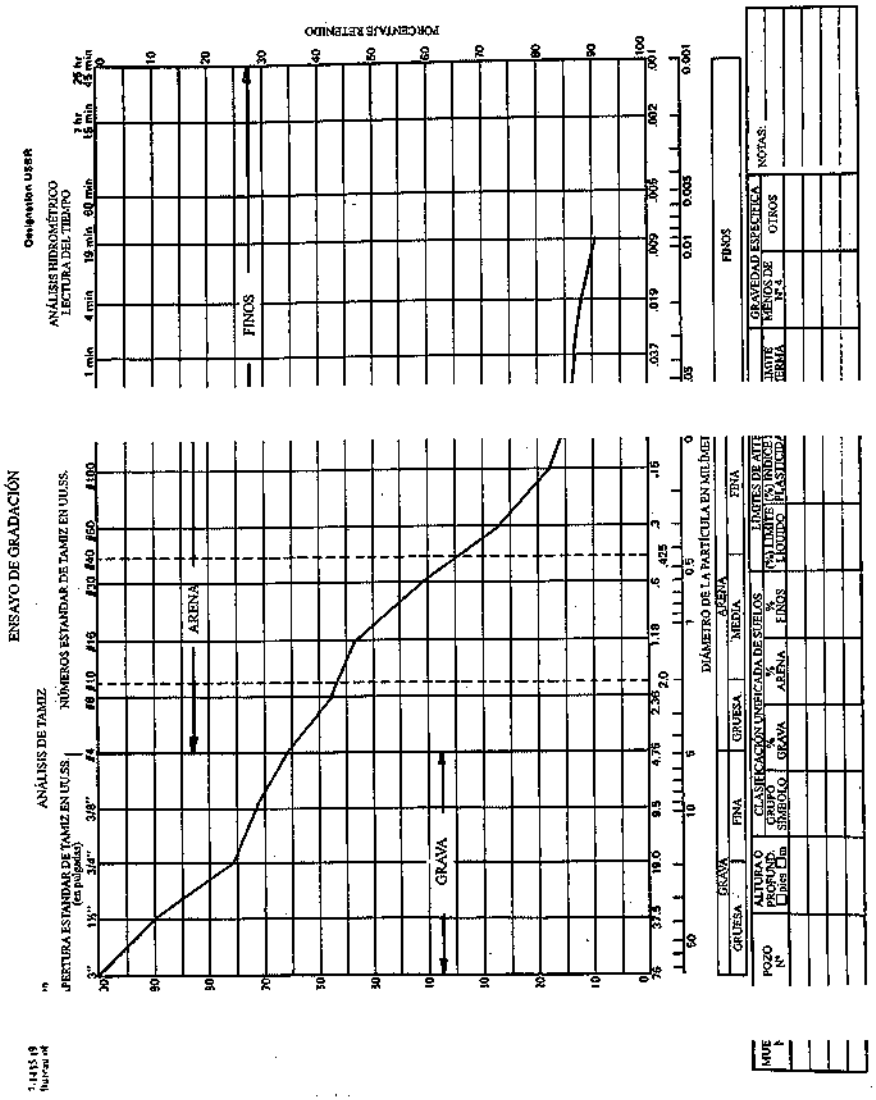


Figura 5-73.-Ejemplo de curvas de análisis granulométrico.

5.49. Ensayos en laboratorio de los suelos.

(a) *Granulometría.*-La granulometría o análisis del tamaño de los granos del suelo, se hace: por un proceso de tamizado, por sedimentación en agua, o por combinación de los dos. Una muestra representativa del suelo se seca, pesa y se criba por el tamiz núm. 4, para separar la grava; ésta se pasa a través de una serie de tamices para determinar la cantidad de tamaños superiores a 7,6; 3,8; 1,9; 0,95 y 0,63 cm (3 pulgadas, 1 1/2 pulgadas, 3/4 pulgadas, 3/8 pulgadas y 1/4); en el resto del ensayo se usa una muestra, secada a la estufa, de material que pasa por el tamiz núm. 4. Se pesan cuidadosamente 100 gramos de suelo en el caso de arena (50 gramos en limos y arcillas) y se mezclan con 125 cm^3 de solución 4 por ciento de hexametafosfato de sodio y agua destilada, para separar los finos. Después de al menos 18 horas, se agita la mezcla con una batidora mecánica y se pasa a una probeta de 1.000 ml. y se añade agua destilada hasta llenar exactamente los 1.000 ml.

La probeta que contiene la mezcla se coloca sobre una mesa y se pone en marcha un reloj; colocando en la mezcla un hidrómetro de suelos, se hacen lecturas al cabo de un minuto y de cuatro, diecinueve y sesenta minutos, y también pasadas siete horas quince minutos, cuando se prevé la existencia de arcillas. El hidrómetro, del tipo de Bouyoucos, está calibrado en gramos por litro a 20° C, y sus lecturas están corregidas para tener en cuenta: el error de menisco (la altura de menisco se lee durante el ensayo), la temperatura; distinta de 20° C y las distintas cantidades de agente defloculador empleado. A la terminación de la lectura de una hora o de siete horas quince minutos, la mezcla se lava sobre un tamiz standard U.S. núm. 200 y la fracción retenida se separa por medio de los tamices núms. 8, 16, 30, 50, 101 y 200; generalmente se vibra durante quince minutos en una criba mecánica y después se pesa el residuo de cada tamiz.

Este procedimiento se detalla en las definiciones de los ensayos USBR 5725, 5330 5335 y 5345 del *Earth Manual* [7]. La figura 5-73 muestra un ejemplo de la curva resultante de una análisis granulométrico.

(b) *Contenido de Humedad.* - El contenido de humedad de un suelo en porcentaje se define como el cociente entre la masa de agua que contiene la muestra y la masa del suelo seco. El procedimiento exige determinar la masa de la muestra de suelo húmedo y el recipiente y después secarla en un horno a 110 °C hasta peso constante. El tiempo preciso para alcanzar un peso constante varía para los distintos suelos desde unas pocas horas para los arenosos hasta varios días para las arcillas grasas. El tiempo mínimo empleado debe ser de unas dieciséis horas. La muestra seca con el recipiente se colocan, antes de pesarlos, en un secador para enfriarlos hasta la temperatura ambiente. El porcentaje de contenido de humedad se calcula como diferencia entre los pesos inicial y final de muestra y recipiente, dividida por la diferencia entre el peso del suelo y recipiente secos, y el peso del recipiente. Para asegurar la exactitud, se recomiendan los siguientes tamaños de muestras para determinar el contenido de agua:

Tamaño de las partículas de suelo	*Peso mínimo de la muestra (gramos)*
Menos nº 4	500
Menos 0,95 cm (3/8 pulgada)	1000
Menos 1,90 cm (3/4 pulgada)	2000
Menos 3,8 cm (1 1/2 pulgada)	3000
Grava nº4-7,6 cm (3 pulgadas)	≥3000

La muestra de gravas para el número 4 a 7,6 cm (3 pulgadas) debe ser suficientemente grande para obtener una muestra representativa del material hasta el tamaño de 7,6 cm (3 pulgadas).

Se puede encontrar mas información de la determinación del contenido de humedad de suelos en la designación de los ensayos USBR 5300, 5305, 5310 y 5315 del *Earth Manual* [7] del Bureau.

UDHCONECTA.COM

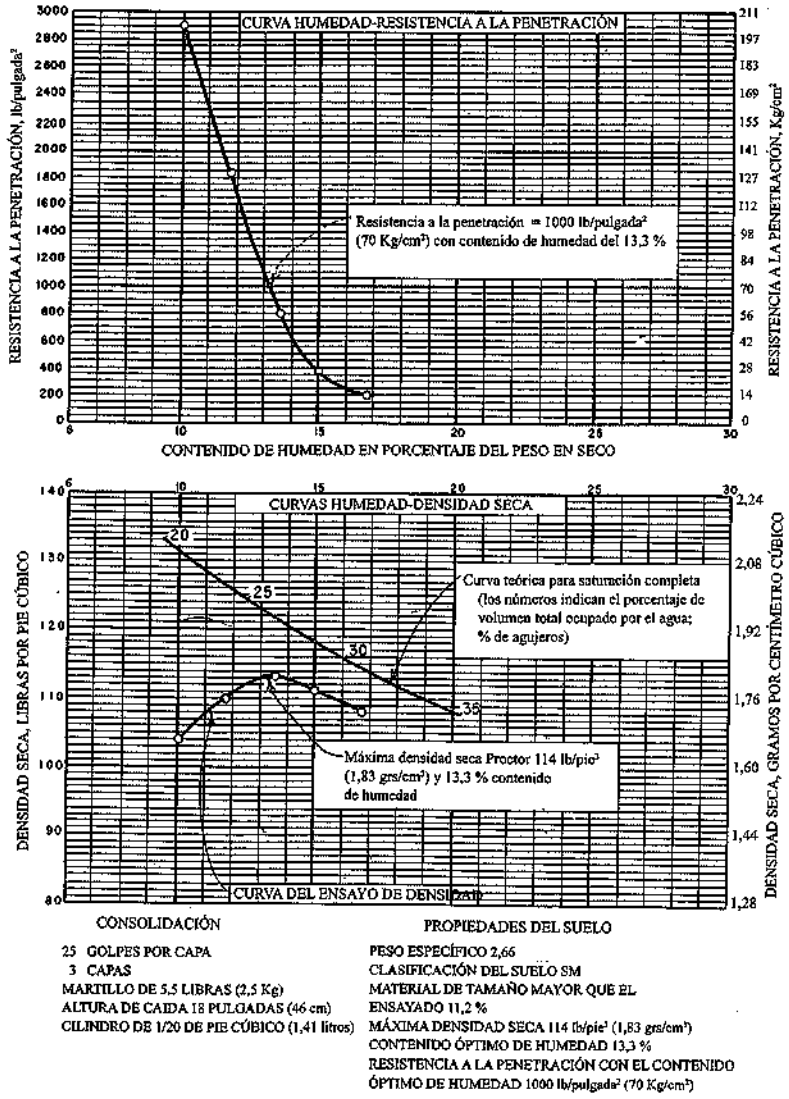


Figura 5-74.-Curvas de ensayo de compactación en laboratorio. 288-D-2478.

(c) *Límite de Atterberg.*-Para obtener el límite líquido de un suelo, se mezcla con agua la fracción del suelo que pasa por el tamiz núm. 40 y se coloca en una cuchara de bronce, se enrasa hasta una profundidad de un centímetro y se abre un surco como puede verse en la figura 5-9; se le dan dos vueltas por segundo a la manivela, hasta que las dos partes, en que se ha dividido la muestra, se pongan en contacto en el fondo de la cuchara en una longitud aproximada de media pulgada (1,3 cm.) y se cuenta el número de golpes que han sido necesarios. Se determina seguidamente el contenido de agua de esta porción de suelo. El ensayo se repite añadiendo o quitando agua hasta que el número de golpes sea de 25; es decir, se anotan los resultados del ensayo con más o con menos de 25 golpes, se dibuja un diagrama en papel semilogarítmico con el número de golpes en la escala logarítmica y el contenido de agua en la escala aritmética. El contenido de agua correspondiente a los 25 golpes es el valor del límite líquido. Los detalles sobre la manera de hacer el ensayo se pueden encontrar en USBR 5350 y 5355 del *Earth Manual* [7].

El límite plástico es el menor contenido de humedad posible, expresado como porcentaje del peso del suelo secado en estufa, con el que se pueden formar bastoncillos con el suelo de 1/8 de pulgada (3,17 mm.) de diámetro, sin que se rompan. Para determinarlo, se mezclan unos 15 gramos de la fracción del suelo que pasa por el tamiz núm. 40 con suficiente agua para obtener un material plástico y se hace una bola. Después se hace rodar el suelo entre la palma de la mano y un cristal o un papel secante para formar el bastoncillo de 1/8 de pulgada de diámetro; se vuelve a hacer una bola y se repite la operación que se continúa hasta que el suelo se parta al formar el bastoncillo de 1/8 pulgada de diámetro y no se pueda volver a amasar. El contenido de agua determinado con el suelo en estas condiciones es el límite plástico. La figura 5-10 indica cómo se hace el ensayo. El índice de plasticidad de un suelo es la diferencia entre su límite líquido y su límite plástico. Los detalles sobre la manera de efectuar el ensayo pueden obtenerse del USBR 5360 del *Earth Manual* [7].

(d) *Peso Específico.*-El peso específico se define como la relación entre el peso de un volumen dado del material y el peso de un volumen igual de agua destilada a una temperatura determinada. Para la fracción del suelo que pasa por el tamiz núm. 4, se determina generalmente el peso específico por el método del matraz, como se describe en USBR 53020 del *Earth Manual* [7] del Bureau. En este método se calibra el volumen de un matraz de cuello largo de 250 ml. a distintas temperaturas y se lavan, dentro del frasco, con agua destilada, cien gramos del suelo en cuestión; con el nivel del agua por debajo del cuello, se hace el vacío para provocar la salida de las burbujas de aire que contendrá la mezcla. Cuando se halla la mezcla prácticamente sin aire, se añade agua destilada y se vuelve a hacer el vacío, de forma que quede completamente ocupado por la mezcla el volumen calibrado de la botella. Una vez extraído todo el aire, se pesan la botella y su contenido y se determina la temperatura de la mezcla. Se deduce el volumen de los 10 gramos de suelo seco de los datos obtenidos, y se calcula el peso específico del suelo.

Para determinar el peso específico de gravas o cantos rodados, se sumerge el material en agua durante veinticuatro horas y se seca con una toalla. El material que está entonces en estado de "saturado con la superficie seca", se pesa y se coloca con cuidado en un sifón, midiéndose el volumen de agua desplazado. El peso específico seco es el cociente entre el peso del material secado al horno y el volumen desplazado por el mismo material "saturado con la superficie seca". Los detalles sobre la manera de efectuar el ensayo pueden obtenerse del USBR 5320 del *Earth Manual* [7]. En la sección 5-50 (a) se da otro método para la determinación del peso específico.

(e) *Compactación de Laboratorio.*-El máximo peso específico seco de un suelo es el máximo peso específico seco que se puede obtener por el método que se describe a continuación. El

UDHCONECTA.COM

contenido óptimo de agua de un suelo es el contenido de agua que tiene cuando está en este estado. Este método se describe con detalle en el USBR 5500 del *Earth Manual* [7]. Para hacer este ensayo se añade agua a 16,2 kg (35 libras) de la fracción del suelo que pasa por el tamiz núm. 4, hasta que adquiera una consistencia tal, que no se adhiera a la mano cuando se estruje fuertemente. Se compacta una muestra de suelo con el molde de 1/20 de pie cúbico, 1,42 litros (con el collarín puesto), en tres tongadas iguales, cada una con 25 golpes uniformemente distribuidos, dados con una pesa de 5,5 libras (2,5 Kg.) que cae libremente desde una altura de 18 pulgadas (45,7 cm.). La tercera tongada se enrasa en el collarín, se quita éste y se enrasa la parte superior con un cuchillo de filo recto, pesando entonces suelo y molde. Se determina el contenido de agua de una muestra seca, sacada del centro. Este proceso se repite por lo menos cinco veces utilizando cada vez una nueva muestra del suelo y aumentando el contenido de agua hasta que decrezca la densidad húmeda del suelo compactado.

El molde usado por el Bureau of Reclamation, tiene forma cúbica y un volumen de 1,42 litros (1/20 pies cúbicos), Utilizando el proceso descrito anteriormente, se produce un esfuerzo de compactación de 48,45 metros-kilo por metro cúbico de suelo (equivalentes a 12,375 pies-libras por pie cúbico de suelo). Los métodos standard de la ASTMD 698 y el de la AASHTO, usan un esfuerzo de compactación igual, de 12,375 pies-libras por pie cúbico, e idénticos procedimientos, excepto el volumen del molde que es de 1/30 de pie cúbico (0,94 litros) y la altura de caída de la masa, que es de 12 pulgadas (30,48 cm.), en lugar de 18 (45,7 cm).

La resistencia a la penetración del suelo compactado por puntos a lo largo de la curva de compactación, como se muestra en la figura 5-74 y se describe en el ensayo USBR 5505 del *Earth Manual* [7] puede ser obtenida clavando la aguja Proctor en cada muestra del suelo compactado y determinando la resistencia de penetración en Kg/cm^2 (pulgadas/pie cuadrado). Se ha empleado mucho este método para controlar la humedad en la compactación de terraplenes. Sin embargo, el método rápido de control de compactación descrito en el ensayo USBR 7240 del *Earth Manual* [7], parece ser más exacto y puede sustituir a la aguja Proctor para estos fines.

(f) *Densidad relativa.*-La densidad relativa se define como el estado de compactación del suelo respecto a los estados de mayor o menor densidad que puede adquirir por procedimientos de laboratorio. Este ensayo, se aplica a materiales sin cohesión que no tienen curvas de compactación de laboratorio bien definidas. El mínimo índice de peso (porcentaje de densidad relativa cero) se obtiene colocando cuidadosamente suelo seco en un recipiente de tamaño conocido, generalmente de 2,8 a 14,2 litros (de 0,1 a 0,5 pies cúbicos). En arenas, durante la colocación, es admisible una caída libre de 2,54 cm. (1 pulgada); las gravas de tamaño mayor de 7,62 cm (3 pulgadas) se introducen en una paleta. El exceso de suelo se enrasa con cuidado con la boca del recipiente y se pesa éste.

Se pueden utilizar dos métodos para determinar el índice de peso específico (porcentaje de densidad relativa). En el primer método el suelo se humedece enteramente y se coloca despacio en un recipiente provisto de un vibrador. Una vez lleno, se hace funcionar el vibrador. El material y el recipiente se pesan, el material del recipiente se vacía en un plato, se seca y se pesa. En el segundo método el suelo y el contenedor utilizado con el mínimo índice de peso se vibra, se mide la reducción del volumen provocada por la vibración y se calcula el máximo peso específico. Se prueban ambos métodos y se ve cual de estos resultados produce el mayor peso específico.

El procedimiento de ensayo USBR 5530 y 5525 del *Earth Manual* [7]. Desarrolla este procedimiento con detalle. El procedimiento de ensayo USBR 7250 de [7]. explica el método para la determinación de la densidad relativa de suelos no cohesivos.

5.50. Ensayos de laboratorio para escollera y áridos de hormigón.

(a) *Peso específico y absorción.*-El peso específico de la arena utilizada en el hormigón, se puede determinar con una muestra saturada con la superficie seca, de una manera semejante a como se hizo para los suelos en la sección 5.49 (d). El peso específico de los áridos gruesos y escollera (machacados hasta un tamaño máximo de 4 centímetros - 1 ½ pulgadas), se determina lavando la muestra para eliminar el polvo y las partículas de la superficie, secándola y sumergiéndola en agua durante veinticuatro horas, secándola con una toalla y pesándola. Después de pesada, se coloca el material en una cesta de alambre y se pesa de nuevo sumergido en el agua a una temperatura de 23ºC. Entonces, se seca la muestra, hasta peso constante, en estufa; se enfría hasta la temperatura ambiente y se pesa de nuevo. Si *A* es el peso en gramos en el aire de la muestra seca, *B* el peso en gramos de la muestra saturada con la superficie seca en el aire y *C* el peso en gramos de la muestra sumergida, el peso específico seco es *A/(B-C)*, el peso específico saturado con la superficie seca *B/(B-C)* y la absorción es *(B-A)/A* para la muestra seca y *(B-A)/B* para la muestra saturada con la superficie seca. La absorción se expresa generalmente en tanto por ciento. La ASTM C 127-68, describe el procedimiento detallado de realización de este ensayo.

(b) *Abrasión.*-Este ensayo determina la resistencia a la abrasión de rocas machacadas y de gravas naturales o de machaqueo. Se utiliza la máquina de Los Ángeles, que consiste en un cilindro hueco de acero, cerrado por ambos extremos, con un diámetro de 71 cm.(28 pulgadas) y 51 cm. de longitud (20 pulgadas).

La carga abrasiva consta de esferas de hierro colado o acero de 4,76 cm (1 7/8 pulgadas) de diámetro. Se usan 12 esferas para la granulometría *A* (tamaño máximo de las partículas 3,8 cm - 1 1/2 pulgadas), 11 para la granulometría *B* (máximo 1,9 cm - 3/4 de pulgada), 8 para *C* (máximo 0,95 cm - 3/8 pulgada) y 6 para D (tamiz máximo Nº 4).

Se coloca en la máquina de Los Ángeles una muestra de 5 kilogramos y la carga abrasiva apropiada y se la hace dar 100 vueltas a una velocidad de 30 a 33 r.p.m. Se saca el material de la máquina, se pasa por el tamiz número 12 y se pesa el residuo. Toda la muestra, incluso el polvo, se vuelve a meter en la máquina, se le hace dar otras 400 vueltas y se vuelve a tamizar y a pesar. Las diferencias entre el peso primitivo de la muestra y los pesos del material retenido en el cribado después de las 100 y 500 revoluciones, se expresan en tanto por ciento del peso original de la muestra. Estos valores se registran como tantos por ciento de desgaste. La ASTM C 131-69, describe el procedimiento detallado de realización de este ensayo.

(c) *Inalterabilidad.*-El ensayo de inalterabilidad más utilizado es el de la prueba a la acción del sulfato sódico. Los resultados de este ensayo sirven como indicación de la capacidad del árido o de la escollera para resistir la meteorización. La solución de sulfato sódico, cuidadosamente preparada, se calienta a una temperatura de 21° C. Después de lavado y secado en estufa, se tamiza el material a ensayar hasta obtener una composición granulométrica determinada, normalmente desde 3,8 cm (1 1/2 pulgadas) hasta el tamaño del tamiz núm. 50. Se colocan en distintos recipientes (resistentes a la acción de la solución), pesos determinados de las distintas fracciones del material y se vierten en ellos la cantidad suficiente de sulfato sódico para cubrir las muestras. Se deja empapar el material durante como mínimo 16 horas y no mas de 18 horas y se le mantiene a la temperatura de 21° C.

Después del período de inmersión, las muestras se sacan de la solución y se secan hasta peso constante (unas cuatro horas), a una temperatura de 105° a 110° C. Después de secas las muestras, se enfrían hasta alcanzar la temperatura ambiente y se repite el proceso. Al cabo de 5 ciclos, se inspecciona la muestra y se

UDHCONECTA.COM

toma nota de las observaciones; se lava cada fracción para que se desprenda el sulfato sódico del material, se secan y se enfrían; se tamiza cada fracción y se pesan las cantidades de material retenidas y finalmente, se apunta la pérdida media de peso de cada fracción. La ASTM C 88-69, describe el procedimiento detallado de realización de este ensayo.

L. BIBLIOGRAFÍA

5.51. Bibliografía.

[1] Soil Survey Manual, U.S. Department of Agriculture, Handbook No. 18, 1951.

[2] Construction Safety Standards, rev., Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1987.

[3] Travis, R. B., Quarterly School of Mines, vol. 50, No. 1, January 1955.

[4] Fisher, R. V., "Rocks Composed of Volcanic Fragments and their Classification," Earth Science Review, vol. 1, No. 4, pp. 287-298, 1966.

[5] Williams, H., and A. R. McBirney, Volcanology, Freeman and Cooper, San Francisco, CA, 1979.

[6] Engineering Geology Manual, Bureau of Reclamation, (in publication) 1986.

[7] Earth Manual, vol. 2, "Test Designations," Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1987.

[8] Ground Water Manual, rev. reprint, Bureau of Reclamation, 480 pp., Denver, CO, 1981.

[9] Concrete Manual, vol. 2, "Test Designations," Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1987.

Attewell, P. B. and I. W. Farmer, Principals of Engineering Geology, 2d ed., Chapman and Hall, London, 1981.

Bates R. L., and J. A. Jackson, Glossary of Geology, 2d ed., American Geological Institute, Falls Church, VA, 1980.

Davenport, G. C., L. M. Hadley, and J. A. Randall, "The Use of Seismic Refraction and Self-Potential Surveys to Evaluate Existing Embankments," paper presented at Rocky Mt. regional AIME meeting, Vail, CO, August 3-5, 1983.

Griffiths, D. H., and R. F. King, Applied Geophysics for Engineers and Geologists, Pergamon Press, New York, NY, 1965.

Heiland, C. A., Geophysical Exploration, Hafner, New York, NY, 1968.

Hunt, Roy E., Geotechnical Engineering Investigations Manual, McGraw-Hill Book Co., 1983.

Keller, G., and F. Frischknecht, Electrical Methods in Geophysical Prospecting, Pergamon Press, New York, NY, 1966.

Leet, L. Don, Earth Waves, John Wiley and Sons, New York, NY, 1950.

Leggett, Robert F., Geology and Engineering, McGraw-Hill Book Co.

Leggett, Robert F., and Paul F. Karrow, Geology and Civil Engineering, McGraw-Hill Book Co., 1983.

Meiser, P., "A Method for Quantitative Interpretation of Self-Potential Measurements," Geophysical Prospecting, vol. 10, No. 2, pp. 203-218, 1962.

Mooney, Harold M., and W. W. Wetzedl, The Potentials About a Point Electrode and Apparent Resistivity Curves for a Two-, Three-, and Four-Layered Earth, University of Minnesota Press, Minneapolis, MN, 1965.

Nettleton, L. L., "Elementary Gravity and Magnetics for Geologists and Seismologists," Society of Exploration Geophysicists Monograph No. I, 1971.

Soske, Joshua L., "The Blind Zone Problem in Engineering Geophysics," Geophysics, vol. 24, pp. 359-365, 1958.

"Bituminous Minerals for Highway Construction and Roofing; Soils; Peats, Mosses, and Humus; Skid Resistance," American Society for Testing and Materials, 1970 Annual Book of ASTM Standards, pt. 11, 982 pp. April 1970.

Bureau of Reclamation, Reclamation Instructions, Series 10, par. 7, p. 115, May 5, 1980.

Bureau of Reclamation, Reclamation Instructions, Series 510, par. 7s, pp. 511-515, September 30, 1982.

"Concrete and Mineral Aggregates," American Society for Testing and Materials, 1970 Annual Book of ASTM Standards, pt. 10, 620 pp., November 1970.

Department of Agriculture, Soil Taxonomy, Agriculture Handbook No. 436, December 1975

Capítulo 6. Presas de Tierra

A. INTRODUCCIÓN

6.1. Origen y desarrollo.

Las presas de tierra han sido utilizadas desde los principios de la civilización para embalsar agua para riego. Esto se atestigua por la historia y los restos de antiguas estructuras. Algunas de las presas construidas en la antigüedad eran muy grandes. En Ceilán en el año 504 antes de Jesucristo [1] [5], se construyó una presa de tierra de 17,7 kilómetros de largo, 21,3 metros de alto y un volumen de terraplén de 22,2 millones de metros cúbicos. Las presas de tierra, siguen siendo hoy día como en el pasado el tipo de presa más empleado, debido principalmente a que en su construcción, los materiales se emplean en estado natural con poca elaboración.

Hasta épocas recientes, todas las presas de tierra se proyectaron por métodos empíricos, y la literatura ingenieril está repleta de reseñas de fallos [2]. Estas roturas impulsaron a la búsqueda de métodos racionales para sustituir a los procedimientos empíricos, tanto en el proyecto como en la construcción de presas de tierra. Uno de los primeros en sugerir que los taludes para presas de tierra deben de elegirse sobre estas bases, fue Bassell en 1907 [3]. Sin embargo, el avance conseguido hasta los años 30 fue muy pequeño. El rápido desarrollo de la ciencia de la mecánica del suelo, desde esta época, produjo un gran incremento en los procedimientos útiles para el proyecto de presas de tierra. Estos procedimientos incluyen (1) Una investigación previa completa de las condiciones de los cimientos y de los materiales de construcción, (2) La aplicación de los conocimientos ingenieriles y de la técnica al proyecto. (3) Métodos de construcción cuidadosamente planificados y controlados, y (4) Sistemas de monitorización e instrumentación cuidadosamente diseñados y planificados. La filosofía actual es la interrelación entre el diseño, proyecto, la construcción, la operativa y los procesos de mantenimiento, y no se considera un diseño completo hasta que la presa cumple con su propósito y se comprueba que es segura a lo largo de varios ciclos de operación.

Las presas de tierra han llegado actualmente a ser construidas (1987) con alturas sobre cimientos superiores a los 150 metros; y durante los últimos 40 años se han construido cientos de grandes presas compactadas de tierra con un resultado muy satisfactorio. Sin embargo, es más frecuente la rotura de pequeñas presas de tierra. Aunque algunas de estas roturas son debidas a un proyecto incorrecto, la mayor parte de ellas se deben a la falta de cuidado en la construcción. Los métodos apropiados para la construcción incluyen una preparación adecuada de los cimientos y la colocación de los materiales en el dique de la presa con el necesario grado de compactación, estableciendo un sistema de control mediante ensayos.

El proyecto de una presa de tierra debe ser realista. Debe reflejar las verdaderas condiciones de los cimientos en el lugar de ubicación, así como los materiales disponibles para la construcción del terraplén. No debe ser copia de un proyecto que se haya realizado con éxito, pero en condiciones distintas, incluso en

[5] Los números entre corchetes se refieren a entradas de la bibliografía (Sección 6.28).

UDHCONECTA.COM

un lugar de características similares. Debe diseñarse para un lugar geológico específico.

6.2. *Objeto del estudio.*

El estudio de este texto se limita a los proyectos de pequeñas presas de tierra, cuya construcción se realice por capas apisonadas, según se definirá en el apartado 6.3. Este tipo de construcción, se emplea en la casi totalidad de las construcciones actuales. El relleno hidráulico o semi-hidráulico se utiliza muy raramente.

La información contenida en este capítulo es de aplicación general al diseño de una presa de tierra. Sin embargo, algunos de los procedimientos empíricos presentados son específicos para el diseño de una pequeña presa, en un marco geológico simplificado de materiales sin problemas. Una presa "pequeña" será aquella cuya altura máxima, sobre el punto más bajo en el lecho original del río, no sobrepase los 15 metros y cuyo volumen sea tal, que no puedan realizarse ahorros significativos empleando procedimientos más precisos, normalmente reservados para el proyecto de grandes presas. Una presa de poca altura no puede considerarse pequeña si su volumen sobrepasa los 750.000 metros cúbicos. Las figuras 6-1 y 4-1 muestran pequeñas presas construidas por el Bureau (Bureau of Reclamation). La presa de Crane Prairie se terminó en 1940. Tiene una altura de 9,8 metros y un volumen de 22.600 metros cúbicos. La presa de Crescent Lake se terminó en 1956 y con una altura de 6,7 metros, tiene un volumen de 12.900 metros cúbicos. Las secciones máximas de estas presas aparecen en las figuras 6-64 y 6-65 respectivamente.

Las figuras 6-2 y 6-3 muestran presas construidas por el Bureau of Reclamation, que tienen una altura superior al límite admitido en este capítulo. De hecho la presa de Fruitgrowers es ligeramente superior a la altura límite. Tiene una altura máxima de 16,8 metros y un volumen de 103.000 metros cúbicos, pero se incluye en este texto debido a su interés. La irrigación de esta zona data de 1898. La presa que se indica en la figura 6-2 fue construida en 1939, aguas abajo de la estructura original que en Junio de 1937 se rompió completamente. La presa de Fruitgrowers se modificó en 1986 para reemplazar un aliviadero dañado, aumentar la capacidad de vertido y la resistencia a los terremotos. En la figura 6-68 se muestra la sección máxima de la presa de Fruitgrowers. Muchas presas, pequeñas y grandes, son modificadas parar actualizar sus capacidades a los requerimientos actuales, especialmente en el área de la capacidad de avenidas y resistencia a terremotos. La presa de Shadow Mountain (fig. 6-3), con una altura de 15 metros y un volumen de 129.000 metros cúbicos, fue terminada en 1946. Su sección principal viene dada en la figura 6-79.

Los procedimientos que se estudian en este texto no son lo suficientemente detallados para poder ser aplicados directamente, en el proyecto de aquellas presas cuyos cimientos sean excesivamente débiles o permeables, ni donde la naturaleza del único suelo disponible para la construcción del terraplén sea poco común. Los procedimientos de diseño son también inapropiados cuándo la naturaleza del suelo disponible para la construcción de los terraplenes sea inusual. En esta categoría están los suelos expansivos, suelos de alta plasticidad, de pequeña densidad máxima, o con un alto contenido de humedad que no puede reducirse por medio de drenajes. Estas condiciones requieren los servicios de un ingeniero especializado en presas de tierra, para dirigir las investigaciones, determinar el programa de ensayos de laboratorio, interpretar estos ensayos y supervisar la redacción del proyecto y del pliego de condiciones.

6.3. *Elección del tipo de presa de tierra.*

(a) *Generalidades.*-La elección del tipo de presa (tierra, escollera, hormigón o combinación de estos tipos), se desarrolló en el capítulo 4. Cuando esta elección conduce a una presa de tierra, debe hacerse un estudio posterior para elegir el tipo de presa de tierra.

Este texto incluye únicamente las presas de

tierra del tipo de capas compactadas. En él la mayor parte del terraplén se construye mediante la compactación mecánica de estratos sucesivos. El material obtenido en las zonas de préstamos y el aprovechable de las excavaciones hechas para otras estructuras, se transporta hasta el dique por medio de camiones o traíllas. Posteriormente se extiende con motoniveladoras o bulldozers y se riega, si es necesario, para formar capas de espesor limitado y con la cantidad de agua necesaria, que se compactan completamente y se unen con la precedente por medio de apisonadoras de características y peso adecuados. Las presas de tierra compactada pueden ser de tres tipos: De pantalla, homogéneas y heterogéneas.

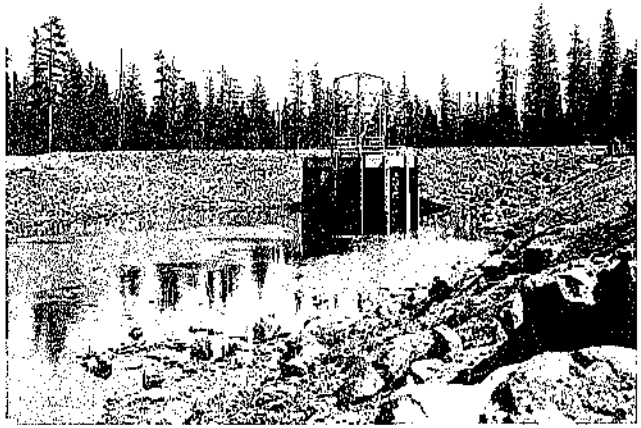


Figura 6-1.-Vista de la presa desde aguas arriba y de la toma con pantalla de protección contra peces, presa de Crane Prairie, en el río Deschutes, en Oregón.

(b) *De pantalla.*-En este tipo de terraplén se construye con material permeable (arena, grava o roca), estableciéndose una pantalla fina de material impermeable que constituye una barrera que impide el paso del agua. La posición de esta pantalla puede variar desde un manto en el paramento de aguas arriba a un núcleo vertical central. La pantalla puede ser de tierra, hormigón, hormigón bituminoso u otros materiales. Si el manto o el núcleo central es de tierra, se considera que es una "pantalla" si su espesor horizontal a cualquier altura es menor de 3 metros o menor que la altura de terraplén que queda por encima. Si la zona de tierra impermeable es igual o mayor que este espesor, la presa se considera del tipo heterogéneo. El diseño y la construcción de una presa de pantalla deben de ser realizados con cuidado.

Aunque se han construido con éxito presas con pantalla interna no se recomienda este tipo de construcción, para las estructuras incluidas en este texto. Todas las pantallas internas, incluidas las construidas en tierra o materiales rígidos como el hormigón, tienen riesgo de rotura debida a los movimientos relativos inducidos por la consolidación del terraplén, la fluctuación de los niveles del embalse, y la consolidación no uniforme de la cimentación. La construcción de una pantalla de tierra interna, con los filtros necesarios, requiere un elevado grado de calidad y un control más exacto del que es posible en presas pequeñas de tierra. Las pantallas internas de material rígido, tales como el hormigón, tienen la desventaja, de no ser fácilmente accesibles para una inspección o una reparación de emergencia si se produce una rotura debida al asiento de la presa o de sus cimientos.

UDHCONECTA.COM

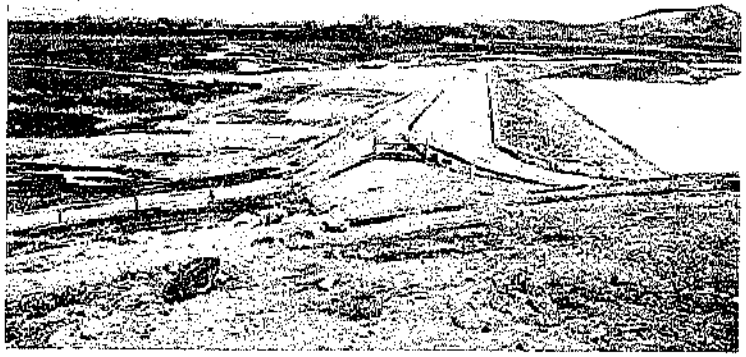


Figura 6-2.-Presa de Fruitgrowers; presa de tierra de almacenamiento emplazada fuera del cauce, en Colorado.

No es recomendable la construcción de un manto impermeable de tierra en el talud de aguas arriba de una presa permeable, debido al coste y a la dificultad de construir los filtros adecuados. Además el manto debe de estar protegido contra la erosión producida por la acción de las olas, y si se entierra ya se dijo que no es fácilmente accesible para una inspección o reparación. Si la existencia de suelo impermeable es tan limitada que no puede construirse una presa del tipo heterogéneo se recomienda, en el caso de presas pequeñas, colocar en el talud de aguas arriba una pantalla de material manufacturado. En el capítulo 7 se estudia el proyecto de pavimentos impermeables adecuados.

Si la mayor parte de los materiales en una presa de pantalla es roca, la presa se clasifica como presa de escollera. El diseño de la presa de escollera se indica en el capítulo 7.

(c) *Tipo homogéneo.*-Una presa de tipo homogéneo puro se compone de material de una sola clase (excluyendo la protección de los taludes). El material que forma la presa debe ser suficientemente impermeable como para proporcionar una estanqueidad adecuada y los taludes, por exigencias de la estabilidad, deben ser relativamente tendidos. En cualquier caso y para evitar desprendimientos, deben ser suficientemente tendidos, tanto el paramento de aguas arriba, si se estima que puede producirse un desembalse rápido, como el de aguas abajo para resistir los desprendimientos cuando esté saturado hasta un nivel alto. Es inevitable que emerja la filtración en el talud de aguas abajo de una sección completamente homogénea a pesar de su poca pendiente y de la impermeabilidad del suelo, si se mantiene alto el nivel del embalse durante un período de tiempo suficientemente largo. El paramento de aguas abajo se verá afectado eventualmente por la filtración hasta una altura de aproximadamente un tercio del embalse [4], según se indica en la figura 6-4.

Aunque inicialmente era muy común en el proyecto de presas pequeñas, la sección completamente homogénea ha sido sustituida por una sección modificada, en la cual pequeñas cantidades de material permeable cuidadosamente colocado controlan la acción de la filtración de forma que se permiten taludes más pronunciados. En las figuras 6-5(A) y 6-5(B), se muestra el efecto producido por un drenaje en el pie del paramento de aguas abajo.



Figura 6-3.-Presa de Shadow Mountain, estructura de tierra en el río Colorado. Construida como parte de un gran plan de derivación. SM-175-CBT.

Como se indica en la figura 6-5(A), pueden emplearse grandes rocas en el pie de la presa, o si se dispone de materiales con una granulometría adecuada, puede utilizarse una capa horizontal de drenaje (figura 6-5(B)). Las capas de drenaje y de filtración deben de ser diseñadas para cumplir los requisitos de filtración de los materiales de relleno o de la cimentación (ver apartado 6-10(i)). Recientemente, para evitar los defectos de construcción como las elevaciones de material suelto, la poca unión del material, capas permeables inadvertidas, desecadas, y suelos expansivos, la combinación de una capa horizontal de drenaje con drenajes para la filtración se ha convertido casi en estándar. La figura 6-5 (C) ilustra el control de la filtración con un drenaje en chimenea inclinado y una capa de drenaje horizontal. Otro método de proporcionar drenaje es la instalación de tuberías de drenaje. Estas se recomiendan en presas pequeñas solamente en el caso en que puedan usarse junto con capas horizontales de drenaje o zonas permeables. No debe confiarse el drenaje únicamente a las tuberías, debido a la posibilidad de colmatación producida por el uso del filtros inadecuados, crecimiento de raíces o deterioro.

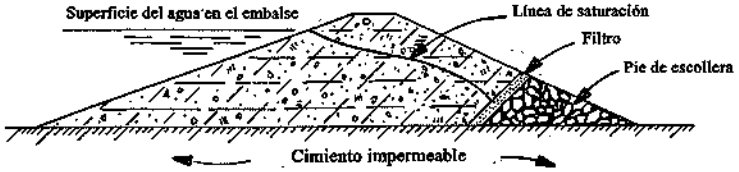
Debido a que la sección homogénea modificada con drenaje proporciona un proyecto más idóneo, la sección totalmente homogénea debe emplearse raramente. Normalmente deben de construirse filtros y drenajes. El tipo de presa homogéneo (u homogéneo modificado), es recomendable en lugares donde los suelos disponibles presentan poca variación en la permeabilidad y los diferentes permeables, que se pueden emplear, se encuentran en poca cantidad o a un coste más elevado.

Una sección homogénea nunca debe de ser utilizada si los materiales disponibles son expansivos y erosionables, como los sedimentos o arenas finas, o sujeta a una desecación de moderada a severa. Siempre hay que ensayar esas características de los suelos. Donde esas características existen, se recomienda ser aconsejado por un ingeniero con experiencia en presas de tierra.

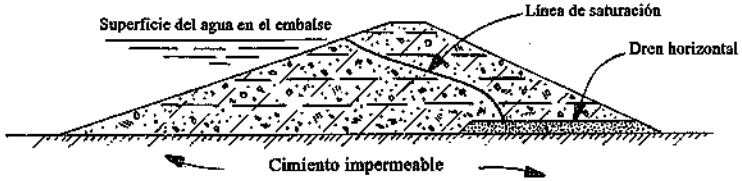
UDHCONECTA.COM



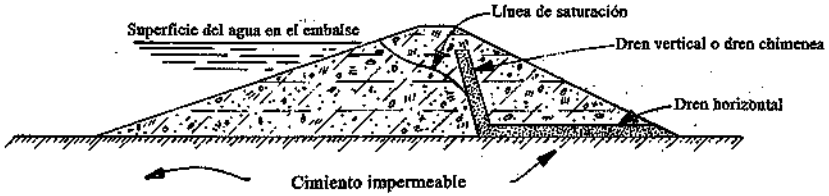
Figura 6-4.-Filtración a través de una presa completamente homogénea. 288-D-2479



(A) CON PIE DE ESCOLLERA



(B) CON DREN HORIZONTAL



(C) CON DREN EN CHIMENEA

Figura 6-5.-Filtración a través de una presa homogénea modificada. 288-D-2479

d) *Tipo heterogéneo o de zonas.*-El tipo más común de sección de presa de tierra compactada es aquel que tiene un núcleo central impermeable, cubierto por zonas de materiales considerablemente más permeables. Las zonas permeables cubren, soportan y protegen el núcleo impermeable; la zona permeable del paramento de aguas arriba proporciona estabilidad en los desembalses rápidos; y la zona permeable del paramento de aguas abajo actúa como dren para controlar la filtración y un nivel freático menor. En muchos casos es necesario un filtro entre la zona impermeable y la permeable aguas abajo y una capa de drenaje debajo de la capa permeable aguas abajo. Estas capas de filtros-drenaje deben de cumplir los criterios de los filtros con los materiales adyacentes de relleno y cimentación. En algunos casos se construyen multicapas para cumplir las necesidades de capacidad.

En todo caso, el criterio de filtración dado en el aparatado 6.10(i) debe de ser cumplido entre la capa impermeable y la permeable aguas abajo y entre las permeables y la cimentación. Para lograr un control más efectivo de la filtración y la filtración en el caso de desembalse rápido, la permeabilidad debe de ser incrementada progresivamente desde el centro de la presa hacia cada uno de los taludes.

Las zonas permeables pueden estar compuestas por arena, grava, cantos rodados o fragmentos de roca, o mezclas de estos materiales. Para el propósito de este texto, la presa se considera del tipo heterogéneo si la anchura horizontal de la zona impermeable, en cualquier punto, es igual o mayor que la altura de terraplén sobre ese punto de la presa, y no menor de 3 metros. La anchura máxima de la zona impermeable, vendrá condicionada por criterios de estabilidad y filtración, así como por las disponibilidades de material. Una presa con un núcleo impermeable de anchura moderada compuesto de materiales resistentes y con grandes capas permeables, puede tener unos taludes externos relativamente pendientes, limitados únicamente por la resistencia de los cimientos, la estabilidad del dique y por consideraciones relativas a su conservación. Las condiciones que tienden a aumentar la estabilidad pueden ser decisivas en la elección de una sección, incluso aun cuando sea necesario un transporte más largo para obtener los materiales requeridos.

Puede decirse, que si se dispone de suelos diferentes la elección del tipo de presa será siempre del tipo heterogéneo (en Zonas), puesto que sus inherentes ventajas producen una gran economía en el coste de construcción.

B. BASES DEL PROYECTO

6.4. Datos para el proyecto.

Los datos necesarios para el proyecto de una presa de tierra se estudian en varios capítulos de este manual, y la investigación de la cimentación y las fuentes de materiales de construcción se describen en el capítulo 5. El detalle y la exactitud de los datos dependerá de la naturaleza del proyecto y su propósito inmediato; es decir, si se desea el proyecto como base para una estimación del coste, que sirva para determinar la posibilidad de su realización, si el proyecto se realiza con el propósito de construirlo, o si ha de servir a algún otro propósito. La amplitud de las investigaciones de los cimientos y de la procedencia de los materiales, estará supeditada a la complejidad de su finalidad.

6.5. Criterios para el proyecto.

El principio básico del proyecto es la construcción de una estructura funcional satisfactoria, con un coste mínimo. Hay que tener en cuenta las necesidades de conservación, de forma que la economía

UDHCONECTA.COM

lograda en el coste inicial de construcción no dé lugar a un coste excesivo de conservación. Este último coste variará, con las precauciones adoptadas en la protección del talud de los paramentos de aguas arriba y aguas abajo, el tipo de drenajes, las obras de fábrica necesarias, y el equipo mecánico. Para obtener un coste mínimo, la presa debe proyectarse con una utilización máxima de los materiales más económicos disponibles, incluyendo el material procedente de las excavaciones necesarias en los cimientos y en las estructuras anexas.

Una presa de tierra debe ser segura y estable durante todas las fases de construcción y explotación del embalse. Para que así sea, deben de cumplirse las siguientes condiciones:

a) El dique, la cimentación, los taludes y el perímetro del embalse debe de ser estable y no sufrir deformaciones inaceptables bajo ninguna condición de carga debida a la construcción del dique, la operación del embalse o sismos.
b) Debe controlarse el caudal de filtración a través del dique, cimientos, estribos y el perímetro del embalse para que no se produzcan subpresiones, erosiones internas, inestabilidades, eliminación de material por disolución o erosión del material que produzcan roturas, juntas o cavidades. Debe controlarse la pérdida de agua por filtración, de forma que no afecte sustancialmente al aprovechamiento planificado.
c) El perímetro del embalse debe de ser estable bajo cualquier condición operativa para prevenir el deslizamiento de la ladera en el embalse, lo que podría causar una gran ola que sobrepasara la presa.
d) Debe evitarse un posible vertido por la coronación, durante la avenida de proyecto, construyendo un aliviadero y unos desagües con capacidad suficiente.
e) El terraplén debe de tener el resguardo necesario para evitar desbordamientos por la acción de las olas.
f) La curvatura de la coronación debe de ser suficiente para permitir el asentamiento de la cimentación y los taludes, pero no debe ser considerado como parte del resguardo.
g) El talud del paramento de aguas arriba debe de estar protegido contra la erosión producida por las olas, y la coronación y el talud del paramento de aguas abajo deben de estar protegidos contra la erosión debida a la acción del viento y de la lluvia.

Una presa de tierra proyectada de forma que cumpla estas condiciones, será segura si se emplean los métodos adecuados de construcción y control. El procedimiento adecuado para el cumplimiento del criterio (d) indicado se estudia en los capítulos 9 y 10. En estos capítulos se estudiarán los métodos que se han de utilizar para satisfacer las otras condiciones para presas de tierra sometidas a las limitaciones descritas en el apartado 6.2. La aplicabilidad de esos procedimientos a un caso específico dependerá de la finalidad del proyecto, el tamaño y la importancia de la estructura y la complejidad del problema.

C. PROYECTO DE LOS CIMIENTOS

6.6. *Generalidades.*

El término "cimiento", según se usa aquí, incluye el suelo del valle y de los estribos. Las condiciones esenciales que debe cumplir un cimiento para una presa de tierra son las de proporcionar un cimiento estable para el terraplén en todas las condiciones de saturación y carga, y suficientemente resistencia a la filtración para evitar las pérdidas de agua excesivas.

Aunque el cimiento no se proyecta realmente, se hacen ciertas previsiones para asegurar que

se cumplen las condiciones necesarias. No hay dos cimientos iguales; cada uno tiene su propio problema, y requiere un tratamiento y una preparación especial. Entre los diversos tipos de estabilización de cimientos débiles, y de reducción de la filtración en los cimientos permeables, así como de los tipos y situación de los elementos para interceptar la infiltración, se escogerán los que mejor se adapten a las condiciones locales. La importancia de un tratamiento adecuado de la cimentación está enfatizada por el hecho de que aproximadamente el 40 por ciento de los accidentes en presas de tierra y el 12 por ciento de todos los fallos se deben a deficiencias en la cimentación.

Existen soluciones teóricas, basadas en los principios de la mecánica del suelo a los problemas relacionados con cimientos permeables o débiles. La mayoría de estas soluciones, sin embargo, son relativamente complejas y pueden emplearse únicamente si se han determinado las permeabilidades en diversas direcciones y la resistencia de los cimientos, mediante ensayos de campo y laboratorio que son bastante caros. Normalmente para las presas pequeñas, las investigaciones de esta naturaleza y los complejos proyectos teóricos no son necesarios. Para estas estructuras es más económico proyectar los cimientos, mediante estimación de sus características y utilizar amplios coeficientes de seguridad. El ahorro en el coste de construcción que puede alcanzarse con un proyecto más riguroso, no compensa normalmente el coste adicional de investigación, ensayos e ingenieros. Sin embargo, hay cimientos cuyas características son tan poco frecuentes, que si se quiere proyectar con el adecuado coeficiente de seguridad, no puede hacerse extensivo este criterio. Tales cimientos requieren los servicios de un ingeniero especializado en presas de tierra y están fuera del objeto de este texto.

Como los diferentes tipos de cimientos requieren tratamientos diferentes, se han agrupado en tres clases principales, de acuerdo con sus características predominantes:

1. Cimientos en roca.
2. Cimientos en material de grano grueso (arena y grava).
3. Cimientos en material de grano fino (limo y arcilla).

Hay que hacer notar, que puesto que los cimientos tienen diversos orígenes tales como aluviones del río, glaciares y otros procesos de erosión, desintegración y sedimentación, se caracterizan por tener infinitas variaciones, en las combinaciones, disposiciones estructurales y características físicas de los materiales constituyentes. Los depósitos pueden estar estratificados, formando capas de arcilla, limo, arena fina y grava; o pueden estar formados por masas lenticulares del mismo material, sin ninguna regularidad en su situación y de amplitud y espesor variable. Sin embargo, según se ha comprobado con la exploración los cimientos pueden agruparse normalmente en las clases anteriormente mencionadas, para el proyecto de pequeñas presas, y la determinación del tratamiento necesario será evidente. Normalmente, los cimientos permeables no presentan dificultades en cuanto al asiento o estabilidad para presas pequeñas, recíprocamente, los problemas de filtración no están asociados con cimientos débiles en donde son de temer asientos o desplazamientos.

En este capítulo se estudian los tratamientos necesarios para los diferentes tipos de cimientos indicados anteriormente. Si el material del cimiento es impermeable y comparable al material compactado del dique en cuanto a características estructurales se refiere necesitará poco tratamiento. El tratamiento mínimo a realizar en cualquier cimiento es la escarificación del área del cimiento para quitar la capa vegetal, la capa superficial con alto contenido de materia orgánica y otros materiales inadecuados que pueden eliminarse con una excavación a cielo abierto. En muchos casos en que la capa superior es pequeña, se excava el cimiento hasta el lecho rocoso. En todo suelo de cimentación en el que no se emplee una

UDHCONECTA.COM

pantalla total o parcial (ver apartado 6.10), debe construirse una zanja de "enlace" para unir la zona impermeable del dique al cimiento. La zanja de enlace debe atravesar la parte superior del suelo del cimiento que generalmente carece de la densidad del suelo más profundo, debido a la acción del hielo, la escorrentía superficial, el viento u otras causas. Esta capa debe de ser penetrada por la zanja para permitir la inspección y asegurar el paso de la zona impermeable del talud a través de esa zona cuestionable. Una anchura en el fondo de 6 metros, para esta zanja, es normalmente suficiente.

En cualquier emplazamiento, el cimiento está formado ordinariamente por una combinación de las clases de materiales indicadas anteriormente. Por ejemplo, la parte del lecho, normalmente es un cimiento de arena con grava, mientras que los estribos son rocosos con taludes muy pendientes si la roca está en la superficie o con taludes suaves si la roca está cubierta por depósitos profundos de arcilla o limo. Por lo tanto, el proyecto de cualquier presa suele estar relacionado con problemas de cimentación muy diversos.

6.7. *Cimientos rocosos.*

Los cimientos rocosos son generalmente considerados como el tipo de cimentación más adecuada y generalmente no presentan problemas para pequeñas presas de tierra. Incluso los cimientos de rocas débiles son preferibles a cimentaciones en suelos. La elección de una cimentación en roca está indudablemente justificada cuando la masa de roca es en general homogénea y resistente en las zonas que van a ser afectadas por la presa y el embalse. Sin embargo los emplazamientos de presas con una buena cimentación de roca son cada vez más raros. Los proyectistas están siendo obligados a utilizar cimentaciones muy diferentes a la ideal porque el crecimiento de los centros de población incrementa la necesidad de la conservación de agua para usos domésticos, agrícolas e industriales en nuevos lugares. Los cimientos en roca deben de ser cuidadosamente investigados para asegurar que son suficientemente resistentes. Si hubiera alguna duda, debe de consultarse a un ingeniero proyectista con experiencia en presas de tierra.

La superficies de la cimentación de roca contra las que se va a situar el relleno deben de ser tratadas adecuadamente para asegurar que las fracturas, zonas con fallas, caras con mucha pendiente, áreas muy irregulares, zonas con agua, etc no producen filtraciones y cursos de agua en el interfaz de la cimentación y el relleno. El tratamiento de las zonas deficientes de la cimentación es especialmente crítico en las áreas bajo el núcleo impermeable y el filtro y la zona impermeable. En el capítulo 3 del USBR Diseños Estándares Nº 13 se presentan los requisitos de tratamiento de superficies de cimentación de una forma más explicita.

6.8. *Métodos de Tratamiento de Cimentos Rocosos.*

Los cimientos rocosos deben de ser investigados cuidadosamente para determinar su permeabilidad. Hay que considerar hacer inyecciones si hay peligro de erosión por filtración o la excesiva pérdida de agua a través de las juntas, fisuras, grietas, estratos permeables y planos de fractura. Para determinar si la cimentación en roca debe de ser inyectada hay que examinar la geología del emplazamiento y analizar las pérdidas de agua mediante agujeros de exploración en la cimentación. Se requiere mucha experiencia para tomar esta decisión dado que cada cimentación es única. Además, puede haber otros métodos más efectivos o económicos para controlar la filtración que las inyecciones. Si existen condiciones cuestionables hay que buscar el asesoramiento de un ingeniero experimentado.

Normalmente, el diseño y la estimación de embalse de una presa deberían indicar la necesidad de inyectar en los cimientos. Por otro lado, las inyecciones en cimientos de roca no suelen ser necesarios para una pequeña presa de desvío o una presa de desvío o de

almacenamiento extremadamente baja.

El proceso de inyectado en el cimiento se realiza introduciendo un fluido sellante a presión bajo las formaciones existentes, a través de unos agujeros taladrados. Se hace para sellar juntas, fracturas, fisuras, planos de corte, cavidades u otras aperturas. A no ser que las condiciones geológicas dicten lo contrario, la cimentación debe de ser inyectada a una profundidad bajo la superficie de la roca igual a la altura de la presa sobre la superficie de la roca.

Las inyecciones en la cimentación de una presa se suelen llevar a cabo a lo largo de una única línea de taladros espaciados entre 3 y 6 metros del centro. Esto hace más resistente la cimentación profunda y reduce algo la permeabilidad. Sin embargo, se necesitan múltiples líneas de agujeros de inyecciones cuando se encuentra roca muy fracturada o permeable. Solamente mediante múltiples líneas de pantallas se mejora el grado de fiabilidad, pero incluso en este caso los resultados sólo son especulaciones porque es imposible inyectar todas las fracturas o poros de la cimentación. No se puede plantear como única solución para reducir la filtración y disminuir la subpresión una pantalla de inyección, y reducir o eliminar los elementos de control de la filtración aguas abajo. La pantalla de inyección utilizada en los estribos de la presa Granby en Colorado, se muestra en la figura 6-6.

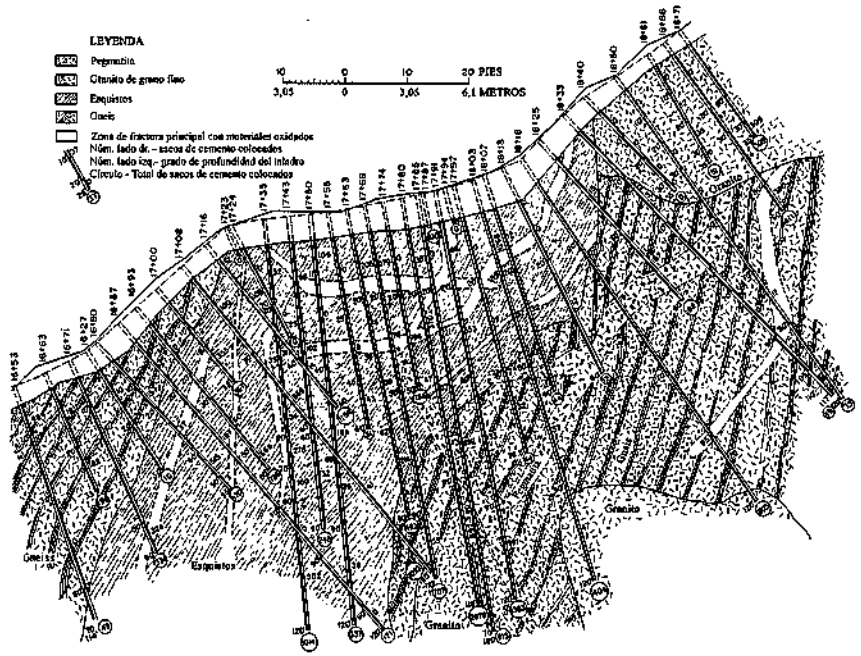


Figura 6-6.- Pantalla inyectada utilizada en el estribo de la presa de Granby, Colorado. 101-D-245.

UDHCONECTA.COM

En los casos donde existan grandes zonas de roca fracturada en el contacto cimentación-presa o donde las roturas de la roca tengan una gran anchura, puede ser recomendable inyectar la zona a poca profundidad, normalmente entre 3 y 9 metros, utilizando un esquema en forma de malla. Este tipo de inyecciones se denominan "inyecciones de manta". Reducen la filtración en la zona fracturada y proporciona una cimentación más firme para la presa. En la mayoría de los casos, la cimentación directamente debajo de la zona impermeable de la presa requiere "inyecciones de manta".

Las inyecciones se realizan normalmente con mezclas de cemento y agua empezando con una relación de 5:1. Si se produce una pérdida considerable en cualquier perforación se espesa progresivamente la mezcla. La mezcla de las inyecciones normalmente varían entre 10:1 a 0,8:1. En el caso de que se encuentren grandes huecos se añade arena para dar volumen adicional. En algunos casos se combina bentonita con la arena en pequeñas cantidades, sobre el 2 por ciento en peso del cemento, para obtener una mezcla más bombeable y con algo de expansión. En la tabla siguiente se incluye la progresión de tamaños de arena que se utiliza en los proyectos del Bureau:

Tamaño de tamiz Nº	*Porcentaje acumulado, de peso retenido en el tamiz*
8	0
16	De 0 a 5
30	De 15 a 40
50	De 50 a 80
100	De 70 a 90
200	De 95 a 100

En donde el taladro de inyección siga absorbiendo una gran cantidad de mezcla, puede ser recomendable bombear de forma intermitente, esperando 24 horas entre cada periodo de bombeo para permitir que la cimentación se estabilice.

La inyección normalmente se lleva a cabo mediante uno de los siguientes métodos: (1) descendiendo (2) ascendiendo

La inyección por el método "descendiendo" consiste en taladrar el agujero hasta una profundidad predeterminada, lavar el agujero, comprobarlo con agua a presión y entonces inyectar. Después de inyectar pero antes de que el agujero se haya compactado, la mezcla se quita del agujero y se comienza el taladro de la segunda etapa. En esta segunda etapa y las siguientes, se utiliza la misma secuencia de operaciones, exceptuando que se coloca una junta de sellado cerca del fondo de la etapa anterior. De esta manera, las etapas posteriores se inyectan hasta que toda la longitud de la etapa se ha inyectado. Este método es útil cuando se producen agujeros a medida que taladramos, cuando las capas superiores de la cimentación están muy rotas, o cuando el agujero pierde repentinamente el agua de taladro.

Cuando la inyección se realiza por el método "ascendiendo", se taladra toda la longitud del agujero, se lava el agujero, y se coloca una junta de sellado al final de la tubería de inyección, la cual se baja y se coloca a una distancia predeterminada del fondo del agujero. Entonces se comienza a inyectar a la presión necesaria. La tubería y la junta de sellado son elevadas a la siguiente etapa y se repite la inyección. Estas etapas ascendiendo se repiten hasta que todo el agujero es inyectado.

Los agujeros para inyectar se suelen taladrar con un tamaño de taladro estándar comercial (aproximadamente 3,8 cm. de diámetro, 1,5 pulgadas), y se utiliza una tubería para introducir la inyección en el cimiento. Esta tubería suele tener un diámetro de 5 cm. (2 pulgadas) y una longitud de 45 cm. a 1,5 m. (dependiendo de las condiciones de la roca), la cual se ancla en la roca mediante lechada de cemento, u otro material sellante, para facilitar el taladro y la inyección. Los diferentes métodos de taladro incluyen percusión de aire y agua y rotación por agua (plug o core bit). Lo primero que hay que tener en cuenta a la hora

de elegir un método de taladrado para inyectar es sellar las fracturas. El método debe de ser elegido de acuerdo a las condiciones geológicas determinadas a partir de los datos obtenidos durante las exploraciones de proyecto.

Las juntas de sellado son elementos que sellan los agujeros taladrados a cualquier elevación para permitir inyectar una parte por debajo de la junta. Los cuatro tipos de juntas más utilizadas se muestran en la figura 6-7 y 6-8. La junta de cuero (figura 6-7 (A)) sella cuando la fuerza de la inyección fuerza la junta contra la pared del agujero del taladro; es la más utilizada en roca dura.

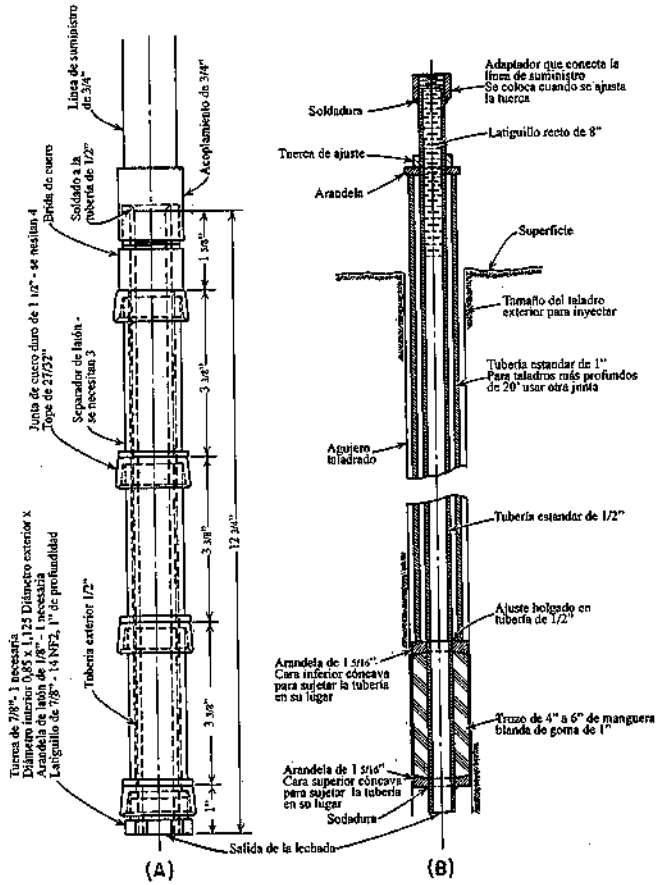


Figura 6-7.-Juntas utilizadas por el Bureau of Reclamation para inyecciones: (A) De cuero. (B) Mecánica. 288-D-2873

UDHCONECTA.COM

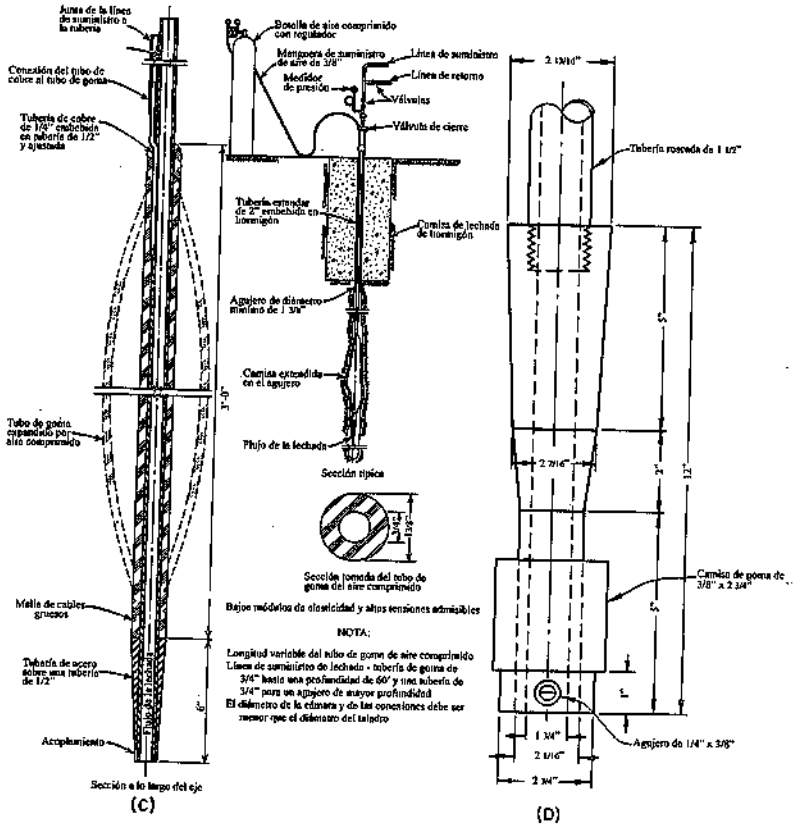


Figura 6-8.-Juntas utilizadas por Bureau of Reclamation para inyectar: (C) Neumática. (D) Cónica. 288-D-2874

La junta mecánica (figura 6-7 (B)) requiere una doble tubería; se sella contra la pared del agujero del taladro comprimiendo la camisa de goma situada en la base de la tubería de la junta apretando el nudo al principio de la tubería; este tipo de junta es mejor que la de cuero para los agujeros que estén un poco sobredimensionados. La junta neumática (figura 6-8 (C)) se expande mediante aire comprimido o gas inerte; se utiliza en rocas pobres, donde los agujeros taladrados pueden ser muy sobredimensionados. La junta de tipo cono (figura 6-8(D)) sella cuando la inyección fuerza la camisa anular de goma hacia arriba del cono; se utiliza en roca relativamente dura. En la figura 6-9 se incluyen fotografías de los cuatro tipos de juntas.

Existe una gran variedad de equipos de inyección. En general, el equipo consiste en un mezclador de la lechada, un agitador, una bomba, y una tubería y/o una manguera para llevar la lechada. El sistema de circulación y el de tuberías permite controlar la presión en el

agujero. La figura 6-10 ilustra un sistema de inyección del tipo de circulación y el equipo que se suele utilizar para inyectar.

La lechada se suele bombear con una bomba de doble pistón o una bomba helicoidal de tipo rotor, siempre hay que tener preparada una bomba auxiliar en la planta de inyección. Las bombas de tipo pistón necesitan equipos que suavicen las pulsaciones de presión que ocurren en varias fases del impulso. La figura 6-11 muestra la planta de inyección utilizada en la Presa Ruedi, Colorado.

Las presiones de inyección dependen de los siguientes factores:

- Tipo de roca
- Grado de facturación de la roca
- Forma de las juntas de las rocas
- Estratificación de la roca
- Profundidad de la zona inyectada
- Localización del agujero que se inyecta
- Peso del material encima en el momento de la inyección

La máxima presión de inyección debería ser la que no provoque la rotura o elevación de la roca. Las presiones excesivas pueden debilitar el estrato de roca por fractura o pueden romper una parte de la pantalla de inyección ya construida, aumentando la permeabilidad. Las presiones máximas son difíciles de determinar porque cada cimentación tiene un patrón de juntas y estratificación único, por lo que se hallan probando en el momento de la inyección de la cimentación o realizando ensayos antes del tratamiento de la inyección.

A no ser que se establezca otro criterio, puede utilizarse como presión inicial de la inyección, 1libra/pulgada2 por pie (0,23 kg/cm2 y m) de profundidad medida desde la superficie de la cimentación al centro de la zona que va a ser inyectada. Las variaciones pueden ser determinadas observando la cantidad de lechada que admite. Los requisitos actuales del Bureau of Reclamation respecto a la finalización de las inyecciones se incluyen en la sección G.60.

La lechada normalmente debería introducirse a través de manguitos colocados directamente en la roca. Los suelos de roca que estén mal unidos o rotos debajo de su superficie pueden necesitar una capa de hormigón para facilitar la inyección. Sin embargo, la utilización de una capa de hormigón permanente puede evitarse dejando la cimentación alta e inyectando a través de manguitos o capas de hormigón. Hay que evitar el uso de zanjas de cemento debajo de las presas de tierra debido a la dificultad del sellado entre la cimentación de roca y la capa y la posibilidad de que se rompa creando unos grandes gradientes de filtración. Si se utiliza un encepado, suele ser una zanja rellenada de cemento excavada entre 1 y 2,5 m. en la roca, dependiendo de lo extensa que sea la roca rota; la zanja suele ser de 1 m de ancho para facilitar la construcción. Las ventajas y desventajas de las capas de lechada se muestran en la siguiente tabla:

Con zanjas de cemento

Ventajas	*Desventajas*
Buen anclaje para los manguitos	Incremento de costes asociados a excavación y hormigón
Forma una barrera superficial de la zona de contacto 1 (crítica cuando no hay filtros, inyecciones, hormigón de limpieza o lámina inyectada)	Puede crear un alto gradiente en el contacto con la zona 1
Puede permitir el uso de menos manguitos de unión para inyecciones superficiales.	Crea la necesidad de una compactación especial, particularmente donde la roca se deteriora cerca de la capa
Proporciona una buena plataforma de trabajo para taladrar e inyectar.	La excavación de la capa puede estropear la cimentación
Proporciona control para mucha monitorización e inspecciones	Interfiere con la limpieza final de la cimentación

UDHCONECTA.COM

Sin zanja de cemento

Ventajas	*Desventajas*
Menos excavación y hormigón, por tanto menos coste.	Se pueden necesitar manguitos de unión más largos como anclaje
Refuerza el uso de múltiples hileras de inyecciones de cortinas.	En algunos casos, puede ser necesario anclajes de hormigón para los manguitos de unión (que se quitan al limpiar la cimentación)
No se crea un alto gradiente potencial de filtración.	No se crea una barrera a la filtración a lo largo del contacto de la zona 1
Compactación menos especial	No se crea una plataforma de trabajo para taladrar e inyectar.
Limpieza de la cimentación más sencilla.	
No provoca daños en la cimentación	
En roca blanda o frágil, la cimentación se deja alta y sólo se necesita una única limpieza de ella.	

Si se utilizan las tuberías para la lechada (manguito de unión) durante la colocación del hormigón, se suelen embeber unos 3 m en la roca de la cimentación o en la capa de lechada. La excavación de cualquier capa de lechada debe de ser realizada cuidadosamente de tal forma que la roca adyacente a la zanja no es deteriorada. La figura 6-12 muestra la construcción de una capa de lechada tipo en la presa de Navajo, Nuevo Méjico.

Cuando la superficie de la roca de la cimentación está rota o tiene huecos, la lechada suele salirse a la superficie a través de esas aperturas y evita la inyección completa. Los agujeros o aperturas a través de las cuales se salga la lechada a la superficie deben de ser selladas para evitar unas pérdidas excesivas. El sellado puede hacerse con cuñas de madera, lechada de cemento, o arpillera. Hay que permitir que la lechada bombeada en la cimentación se extienda entre las fracturas.

Sería deseable hacer un programa preliminar de ensayos, si se supone que es muy probable la necesidad de hacer muchas inyecciones. Estos programas de ensayos proporcionan datos específicos que permiten planificar cuidadosamente la programación final de inyecciones. La programación de los ensayos de inyecciones puede eliminar caros retrasos causados por tener que alargar el tiempo dedicado a las inyecciones y acelerar la finalización del trabajo.

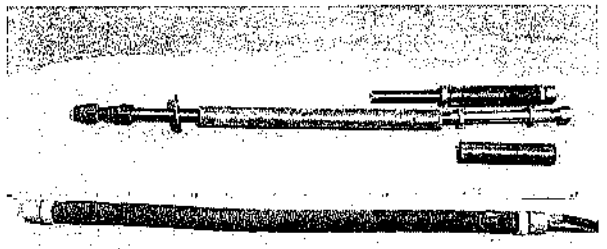
Las especificaciones para llevar a cabo la inyección de la cimentación y la excavación de la zanja (zanja de cemento) se incluyen en las secciones G.56 a G.60. Si se contempla la posibilidad de un programa de inyecciones grande, se debe de consultar a un ingeniero especializado en estos temas. Para información adicional ver [5, 6, 7, 8, 9].

Antiguamente se construían muros de corte para interceptar la filtración a lo largo del contacto del terraplén con la roca de la cimentación. Pero esos muros son caros y propensos a romperse, y su utilidad es cuestionable. No se recomiendan para las presas de tierra comentadas aquí. Sin embargo, para casos inusuales donde la roca sea muy blanda, un muro de corte puede ser justificable.

En algunas cimentaciones de roca muy permeables o en las que se sepa que hay capas o zonas permeables, como limos o yesos, puede ser apropiado construir muros de corte en las zonas permeables para controlar la filtración. Los muros de corte también son recomendables en las zonas superficiales a la intemperie o en las cimentaciones de roca rota. Los muros de corte superficiales se suelen hacer con tierra con lados en pendiente. Donde se necesiten muros de corte profundos, pueden ser más económicos muros de corte estrechos como los muros diafragma. En los Estándares de Diseño de Presas Nº 13, capítulo 16, se comentan los muros de corte en la cimentación.



(A) P805-236-1594



(B) P557-420-3459

Figura 6-9.-Tipos de juntas para taladros de inyección utilizadas por Bureau of Reclamation para inyectar. (A) De izquierda a derecha: De cuero y cónica, (B) De abajo a arriba: Mecánica y neumática.

Todas las rocas sueltas y que sobresalgan deben de ser quitadas del terraplén, la pendiente de la roca no debe de ser superior a 0.5:1 (horizontal – vertical) y preferiblemente ser horizontal. Cuando no se pueda disminuir la pendiente de la roca o eliminar los salientes, las pendientes deben de suavizarse usando hormigón de limpieza.

Si el lecho rocoso está formado por una pizarra muy descompuesta, puede ser necesaria una excavación de varios metros para eliminar la superficie desintegrada antes de colocar el terraplén. En tipos de roca más durables se necesita menos excavación (distinta de la necesaria para el encepado). Las rocas fracturadas deben de ser tratadas con mortero (ver el apartado G.61). En el capítulo 3 de los Estándares de Diseño de USBR Nº 13, se comenta el tratamiento de la superficie de cimentación en detalle. Un ejemplo de especificación para la construcción en un cimiento pizarroso muy descompuesto se incluye en el apéndice G.

UDHCONECTA.COM

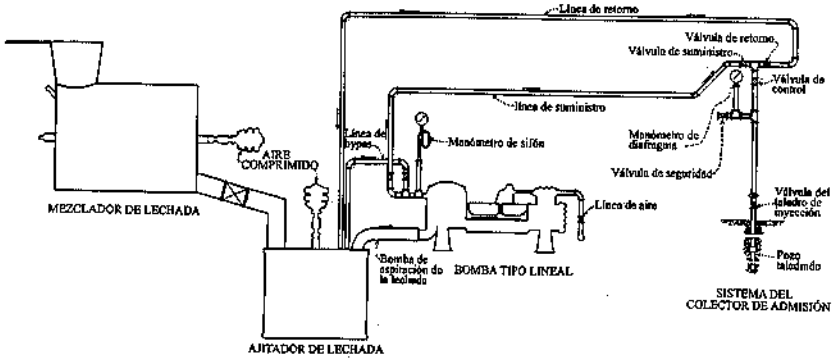


Figura 6-10.-Sistema de circulación de inyección. 288-D-2866.

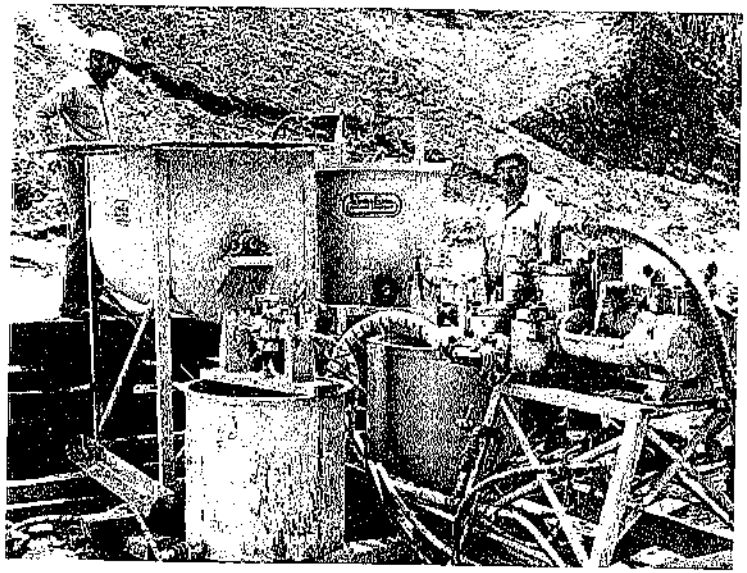


Figura 6-11.-Planta de inyección utilizada en la Presa de Ruedi, Colorado. P382-706-1134NA

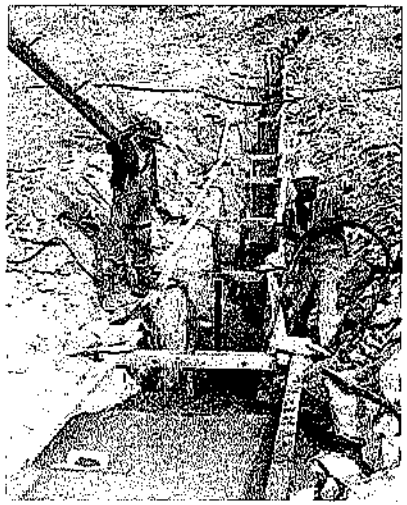


Figura 6-12.- Hormigonado de la capa en la Presa de Navajo, Nuevo Méjico. Las entradas de la inyección se sitúan a intervalos fijos de 3 m. 711-422-250

En la mayor parte de los casos, el lecho rocoso está cubierto por capas de diversos tipos y espesores. El proyecto de cimentación depende, por lo tanto, de la naturaleza y profundidad de la montera, según se describirá en las secciones siguientes. Los comentarios anteriores son aplicables, no sólo a las rocas de la cimentación expuestas, sino a las rocas que se alcanzan en las zanjas.

Los filtros y drenajes son los elementos más importantes para recoger y controlar la filtración a través de la cimentación de roca. Incluso aunque una cimentación de roca pueda ser inyectada y poner pantallas, los filtros y drenajes son todavía necesarios para recoger la filtración y reducir las subpresiones en la zona aguas abajo del área impermeable. Esta es una medida de diseño que evita problemas por imprevistos como la fracturación provocada por terremotos o deficiencias de construcción que pueden darse en la inyección de pantallas y cortinas. Drenajes horizontales, drenajes en el pie de presa, zanjas en el pie de la presa, y pozos de descarga deben de ser utilizados individualmente o combinadamente según sea necesario para controlar la filtración. En los capítulos 5 y 8 de los Estándares de Diseño de USBR Nº 13, se cubre el diseño de estos elementos.

6.9. *Cimientos de arena y grava.*

a) *Generalidades.*-A menudo los cimientos para presas están formados por depósitos aluviales recientes, compuestos por capas de arena y grava relativamente permeables, que se apoyan en formaciones geológicas impermeables. Los materiales permeables incluyen desde la arena fina hasta las gravas, pero normalmente están formados por mezclas heterogéneas estratificadas. Generalmente, la cimentación de arena y de grava tiene la suficiente resistencia para soportar las cargas inducidas por la presa y el embalse, pero esto debe de ser verificado por una exploración adecuada, ensayos y análisis. El conocimiento del proceso geológico de sedimentación puede ayudar en la determinación de la situación potencial de la escasez de resistencia de algunas capas.

Existen dos problemas básicos en las cimentaciones permeables; uno es el caudal de filtración y el otro las fuerzas ejercidas por dicha filtración. La justificación del tipo y extensión del tratamiento necesario, para disminuir la cantidad de filtración, se determinará de acuerdo con el propósito de la presa, el caudal admitido con relación a la conservación de la capacidad del embalse y la necesidad de liberar determinados caudales para servir los derechos de aguas, o para conservar una corriente libre para los peces, etc. Las pérdidas de agua por filtración pueden tener influencia económica en las presas de embalse, pero poca en las presas de retención. En algunos casos son necesarios estudios económicos comparativos del valor del agua y del coste de limitar la cantidad de infiltración, para determinar la extensión del tratamiento. Por otra parte, deben tomarse las medidas adecuadas para asegurar la presa contra la

UDHCONECTA.COM

rotura por sifonamiento, independientemente del valor económico de la filtración.

Puede existir un problema especial en aquellas cimentaciones formadas por arenas y gravas de poca densidad. La inestabilidad potencial se debe a la estructura suelta de la arena, que está expuesta a la rotura al someterla a la acción de cargas dinámicas. Aunque la arena suelta puede soportar pequeñas cargas estáticas a través de los contactos puntuales de los granos de arena, una vibración o choque puede producir un reajuste de los granos, para alcanzar una estructura más densa con disminución del agua intersticial. Puesto que el drenaje no puede realizarse instantáneamente, parte de la carga estática que era soportada anteriormente por los granos de arena, es transmitida temporalmente al agua y la resistencia efectiva de la cimentación puede reducirse enormemente, y posiblemente provocar el colapso. El capítulo 13 de los Estándares de Diseño N° 13, cubre el diseño y análisis para seismos.

Los cimientos formados por arena sin cohesión de baja densidad, son sospechosos y deben hacerse investigaciones especiales para determinar el tratamiento necesario. Si la densidad relativa del cimiento es menor que el 50 por 100, la magnitud aproximada de la densidad relativa de un cimiento de arena sin cohesión, puede determinarse por los resultados obtenidos en el ensayo de penetración descrito en el apartado 5.32(b). El número de golpes por pie está relacionado con la densidad relativa, pero viene efectuado por la profundidad del ensayo y hasta cierto punto por la situación de la capa freática. La tabla siguiente da los valores medios de resistencia a la penetración para una densidad relativa del 50 por 100 independientemente de la situación de la capa freática, basados en las investigaciones realizadas por el Bureau of Reclamation [10].

Para los cimientos de arenas sin cohesión que tengan una densidad relativa menor del 50 por 100 es necesario realizar ensayos triaxiales en muestras inalteradas. Tales estudios se apartan del objeto de este texto y debe buscarse el consejo de un especialista.

Presión de sobrecarga efectiva

Presión de sobrecarga en Kg/ cm²	*Número golpes por pie (0,3 m)*
0	4
1,4	12
2,8	17

[1] Basada en el peso unitario sumergido

b) *Caudal de filtración.*-Para calcular el volumen de filtración que puede producirse, es necesario determinar el coeficiente de permeabilidad del cimiento. Este coeficiente es función del tamaño y granulometría de las partículas gruesas, la cantidad de finos y la densidad de la mezcla. Se usan tres ensayos de campo para la determinación del coeficiente de permeabilidad de los cimientos: (1) El ensayo de bombeo, en el cual el agua se bombea desde un pozo a caudal constante y se observa mediante pozos la caída de la capa freática en líneas radiales a diversas distancias del pozo de bombeo. (2) El ensayo realizado por medio de la observación de la velocidad de la corriente obtenida por medio de la medición de la velocidad de un tinte o electrolito desde el punto de inyección hasta un pozo de observación. (3) El ensayo de filtración, en el cual el agua se bombea a un sondeo o a un pozo y se observa la velocidad de infiltración para una presión dada. También hay varios métodos de ensayos en laboratorio que se utilizan para determinar el coeficiente de permeabilidad como los ensayos de permeabilidad y asentamiento, ensayos de consolidación unidimensionales, ensayos de permeabilidad con carga variable y constante. La mayoría de estos ensayos se recogen en el *Herat Manual* [11] y en el *Ground Water Manual* [12] del Bureau. El análisis de la filtración y su control se encuentra en los capítulos 5 y 8 de los Estándares de Diseño de Presas de Tierra de USBR N° 13.

El ensayo de bombeo es relativamente caro y

los resultados más variables que en otros métodos. El segundo es caro y difícil de interpretar. El ensayo de filtración es económico para su uso en el proyecto de presas pequeñas, puesto que puede realizarse junto con los sondeos de exploración normales; sin embargo, los resultados sólo pueden tomarse como aproximados. Otra ventaja de este método es que puede determinarse la permeabilidad de diversos estratos en vez de la permeabilidad total. Este ensayo se estudió en el capítulo 5.

Una vez determinado el coeficiente de permeabilidad del cimiento, puede obtenerse una valoración de la filtración por la fórmula de Darcy:

$$Q = k\,i\,A \quad (1)$$

donde:

Q = caudal,

K = coeficiente de permeabilidad para el cimiento, esto es, el caudal que pasa a través de una superficie unidad para un gradiente hidráulico unitario,

i = gradiente hidráulico = h/L = diferencia de altura piezométrica / longitud del camino recorrido

A = área del cimiento a través del cual circula la corriente

El cálculo de la filtración para el ejemplo dado en la figura 6-13 es el siguiente:

k = (25000 pis/año) =0,0241 cm/s

h = 64,0-53,3=10,7 m.

L = 50,3 m.

i = h/L= 10,7/50,3=0,213

Profundidad de cimientos:

d = 51,82-30,5 = 21.34 m.

Para un ancho de 1 metro, A = 1 x 21,34=21,34 m². Q (por metro de anchura) = 0,000241 x 0,213 x 21,34 = 0,0011 m³/s.

Para un cimiento de 30.48 metros de ancho, Q = 0,034 m³ por segundo; para un cimiento de 305 metros, Q = 0,34 m³ por segundo.

La exactitud del caudal de filtración determinado por la fórmula de Darcy, ecuación (1), depende de la homogeneidad de los cimientos y de la aproximación con que se haya determinado el coeficiente de permeabilidad. El resultado debe considerarse únicamente como una aproximación en el orden de magnitud del valor de la filtración para el cálculo del valor de la pérdida de agua para una primera visión del proyecto.

Si el cimiento está estratificado (como es normal), la permeabilidad vertical será mucho menor que la permeabilidad horizontal y los estratos permeables en profundidad no serán totalmente efectivos, al transmitir la filtración. El caudal determinado por la ecuación (1) será válido si se emplea en los cálculos un coeficiente de permeabilidad medio, obtenido aplicando a cada coeficiente un peso, según el espesor de su respectivo estrato.

c) Fuerzas de filtración.-La corriente de agua que circula a través de un cimiento permeable, produce unas presiones de filtración debido al rozamiento entre el agua infiltrada y las paredes de los poros del suelo a través de los cuales fluye. Es el mismo efecto producido por una corriente de agua a través de un tubo. La figura 6-14 muestra una línea de corriente a través de la cimentación permeable de una presa. El agua que se infiltra hacia abajo aumenta el peso sumergido W_s del suelo en el pie del paramento de aguas arriba de la presa debido a la presión inicial de filtración F_1, dando un peso efectivo de R_1. Después se siguen ejerciendo fuerzas en la dirección de la corriente, que son proporcionales a las pérdidas de rozamiento por unidad de longitud. Cuando disminuye el área de la sección transversal a través de la cual pasa la corriente, como cuando está debajo de la presa, aumenta la velocidad de la filtración para un caudal dado; este aumento de velocidad va acompañado de un aumento de las pérdidas por rozamiento y, por lo tanto, la fuerza de filtración aumenta. Este incremento está representado en la figura 6-14 por los vectores

UDHCONECTA.COM

F_2 y F_3 mayores que el F_1 y el F_4. Cuando el agua infiltrada emerge en el pie de aguas abajo de la presa, la presión de filtración tiende a levantar el suelo reduciendo el peso efectivo a R_4. Si F_4 es mayor que W_s, la resultante actuará hacia arriba y el suelo flotará.

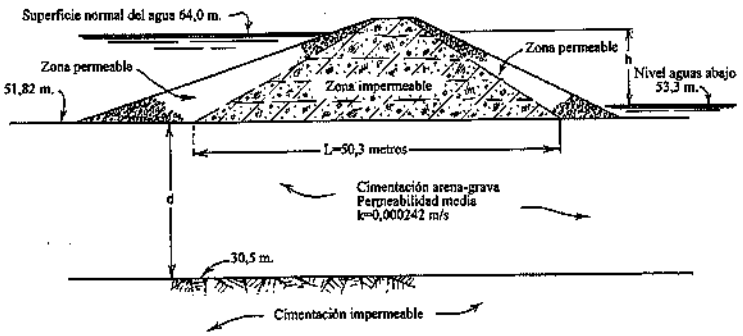


Figura 6-13.-Cálculo de la filtración por la fórmula de Darcy. 288-D-2482

La erosión progresará hacia atrás a lo largo de la línea de corriente hasta que se forme un sifón que permita el rápido desembalse y la consecuente rotura de la presa. La experiencia ha demostrado que esta acción puede ocurrir rápidamente o puede ser lenta y acumulativa produciéndose la rotura meses o incluso años después. Si una capa impermeable en la superficie se superpone a una permeable en la cimentación, puede darse una elevación repentina del cimiento en el pie de aguas abajo. Algunos ingenieros [13] llaman a este tipo de rotura por sifonamiento rotura por levantamiento. Otros [14] la denominan "rotura por afloramiento". Esto no quiere decir que el sifonamiento haya de producir una rotura del tipo de levantamiento o afloramiento. Si el suelo del cimiento no es uniforme, la arena puede ser arrastrada dejando el material grueso, de forma que se produzca un filtro inverso, que evitaría la posible formación de tubos de corriente. Como es difícil determinar si los tubos de corriente producirán una rotura o una estabilización eventual, en cualquier caso se aconseja proyectar de forma que no se produzca sifonamiento.

La magnitud de las presiones de filtración a través del cimiento y en el pie del paramento de aguas abajo de la presa donde puede empezar el sifonamiento, depende del gradiente del agua de filtración. Los cimientos relativamente impermeables o los cimientos permeables con pantallas adecuadas, no son susceptibles de sufrir un sifonamiento, debido a que el suelo impermeable ofrece tanta resistencia a la corriente de agua que la diferencia de carga se disipa rápidamente transformándose en rozamiento antes de alcanzar el pie del paramento de aguas abajo. Por otro lado, los cimientos permeables (ya sean homogéneos o estratificados), pueden permitir que la filtración alcance el pie del paramento de aguas abajo sin una sustancial pérdida de carga debida al rozamiento. En tales casos debe de estudiarse la manera de asegurar que las subpresiones de filtración en el pie del paramento de aguas abajo no produzcan sifonamientos [13].

Otro tipo de rotura por sifonamiento, es la debida a la erosión interna que empieza con manantiales cerca del pie del paramento de aguas abajo y avanza aguas arriba a lo largo de la base de la presa, las paredes de un conducto,

un plano de estratificación en los cimientos, un estrato especialmente permeable o cualquier otra línea débil que permita que en una zona la filtración alcance el paramento de aguas abajo sin grandes pérdidas por rozamiento. Este tipo de rotura es llamado por algunos ingenieros [13] "rotura por erosión subterránea".

El fenómeno conocido como "levantamiento" [14] es un tipo de colapso normalmente asociado con una capa confinada en la parte aguas abajo que provoca subpresiones por filtración que rompen la capa confinada. Esta erupción inicial puede completar la rotura si el incremento de velocidad resultante es suficientemente grande como para erosionar el resto de la cimentación por sifonamiento.

La magnitud y la distribución de las presiones de filtración en el cimiento pueden obtenerse por la red de filtración que es una representación gráfica de las líneas de corriente y de las líneas equipotenciales (presión más altura respecto a un plano de referencia) de la corriente subterránea. Está formada por líneas de corriente y líneas equipotenciales superpuestas en una sección transversal del suelo a través del cual circula el agua; aunque pueden obtenerse matemáticamente las dos familias de curvas, se emplea más la solución gráfica. El método de dibujar y aplicar las líneas de corriente a la solución de problemas relacionados con las corrientes subterráneas se recoge en muchas publicaciones [15, 16, 17, 18].

El análisis de la presión de filtración y de la seguridad del cimiento contra el sifonamiento, según el método de las líneas de corriente, tiene importantes limitaciones. Se necesita una experiencia considerable, para dibujar una malla aproximada, especialmente donde el cimiento está estratificado y donde haya drenes o pantallas parciales. Para estratos y zonas de diferente permeabilidad, se necesita la magnitud del coeficiente de permeabilidad de cada estrato en diferentes direcciones. La experiencia ha demostrado que el tamaño y la granulometría del material de cimientos tienen un papel importante en la rotura por sifonamiento, la cual puede producirse después que la presa ha estado en servicio durante algún tiempo. Por lo tanto, parece ser que muchas roturas debidas al sifonamiento son debidas al tipo de erosión subterránea, como resultado de una debilidad geológica y este tipo de rotura no puede analizarse por el método de las líneas de corriente u otros métodos teóricos.

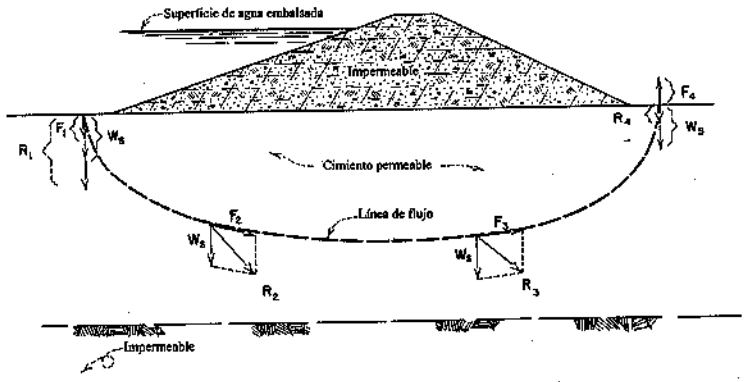


Figura 6-14.-Componentes de las presiones de filtración. 288-D-2482

UDHCONECTA.COM

Las recomendaciones para el proyecto de cimientos expuestas en el resto de este capítulo se basan en los mismos principios teóricos que se han empleado para el proyecto de grandes presas, pero el procedimiento ha sido simplificado de forma que pueda ser aplicado a pequeñas presas por aquellos que no sean especialistas en el campo de la mecánica del suelo. Sin embrago, se recomienda algo de experiencia en este campo. Estos procedimientos son para condiciones geológicas bastante sencillas. Si la geología no es sencilla, debe de consultarse a un especialista en presas de tierra.

6.10. Métodos de tratamiento de los cimientos de arena y grava.

a) *Generalidades*.-Se pueden emplear diversos métodos para controlar las fugas y las filtraciones. En cada caso, la necesidad de evitar las pérdidas antieconómicas de agua y la naturaleza de los cimientos en cuanto se refiere a la estabilidad contra las fuerzas de filtración, determinarán cuál es el más adecuado. Para reducir el caudal y controlar las presiones de filtración, se han empleado pantallas, tablestacas, cortinas de pilotes de hormigón "in situ" y combinaciones de estos métodos, así como capas de materiales impermeables, que se extienden aguas arriba desde el pie de presa y recubren total o parcialmente a los estribos. Las capas de drenaje horizontal pueden incorporarse al pie de presa de aguas abajo para cubrir esa zona, a través de la cual puede fluir el agua de filtración con una presión considerable. El fin de estas capas es permitir el paso libre de la corriente y la disipación de la presión sin que se produzca la rotura de la estructura de cimientos y la pérdida de los finos. Los pozos de drenaje son dispositivos para aliviar la presión en los estratos permeables que están cubiertos por otros impermeables y de esa forma evitar afloramientos agua abajo de la presa.

Los detalles de todos estos dispositivos junto con una valoración de su efectividad, se dan posteriormente en esta misma sección. En el apartado 6.11 se incluye la aplicación de los diversos dispositivos para el proyecto de cimientos permeables.

b) *Zanjas de impermeabilización*.-Pueden clasificarse en dos tipos generales. Zanjas con taludes suaves y zanjas con taludes verticales. Las zanjas con taludes suaves se excavan con dragalinas, palas excavadoras o scrapers y se rellenan con materiales impermeables que se compactan de la misma manera que el núcleo impermeable del dique. Las zanjas con taludes verticales también se utilizan como pantallas y pueden excavarse a mano, con retroexcavadoras o con explosivos si es necesario, para retirar las brechas minerales o los escombros en zonas de fallas. Normalmente estas últimas no son económicas a causa de la mano de obra necesaria para colocar y compactar el material de relleno.

Las zanjas de impermeabilización deben estar situadas aguas arriba del eje de la presa, pero no conviene que sobrepasen el punto en el que la altura del material impermeable del terraplén no pueda proporcionar al menos igual resistencia a la filtración que la ofrecida por la zanja. El eje de esta zanja debe conservarse paralelo al eje de la presa, a lo largo del fondo del valle o del fondo del cañón, pero debe converger hacia el eje de la presa según se acerca a los estribos para conservar la necesaria altura de terraplén encima.

Siempre que sea económicamente posible debe de evitarse la filtración a través de un cimiento permeable disponiendo una zanja que llegue hacia el lecho rocoso u otro estrato impermeable. Este es el medio más adecuado para controlar el caudal de filtración y asegurar que no se producirá ninguna dificultad debido a la formación de tubos de filtración a través de los cimientos o a subpresiones en el pie del paramento de aguas abajo.

La figura 6-15 muestra la zanja de impermeabilización y el relleno del Great Cut Dike, parte del Embalse de McPhee en el sureste de Colorado. Se utilizó hormigón de limpieza y filtros para prevenir sifonamiento

de la zona 1 en la roca fracturada. Estas características pueden verse en la fotografía. La figura 6-16 muestra la colocación del relleno compactado de la pantalla de impermeabilización en la Presa de Sugar Loaf en Colorado; la construcción de las compuertas de desagües se muestra en el medio.

Para proporcionar el espesor necesario de material impermeable y un contacto adecuado con el cimiento rocoso u otro estrato impermeable, la anchura del fondo de la zanja de impermeabilización debe estar en relación directa con la carga de agua del embalse. Sin embargo, esta anchura puede disminuir si aumenta la profundidad de la zanja (debido a que las fuerzas de filtración disminuyen por la pérdida de presión que experimenta el agua al circular verticalmente a través del cimiento). La anchura adecuada para la zanja de impermeabilización de una presa pequeña, se determina con la fórmula:

$$w = h - d \qquad (2)$$

Donde:

w = anchura del fondo de la zanja de impermeabilización.

h = carga de agua del embalse sobre la superficie del terreno, y

d = profundidad de la zanja por debajo del terreno.

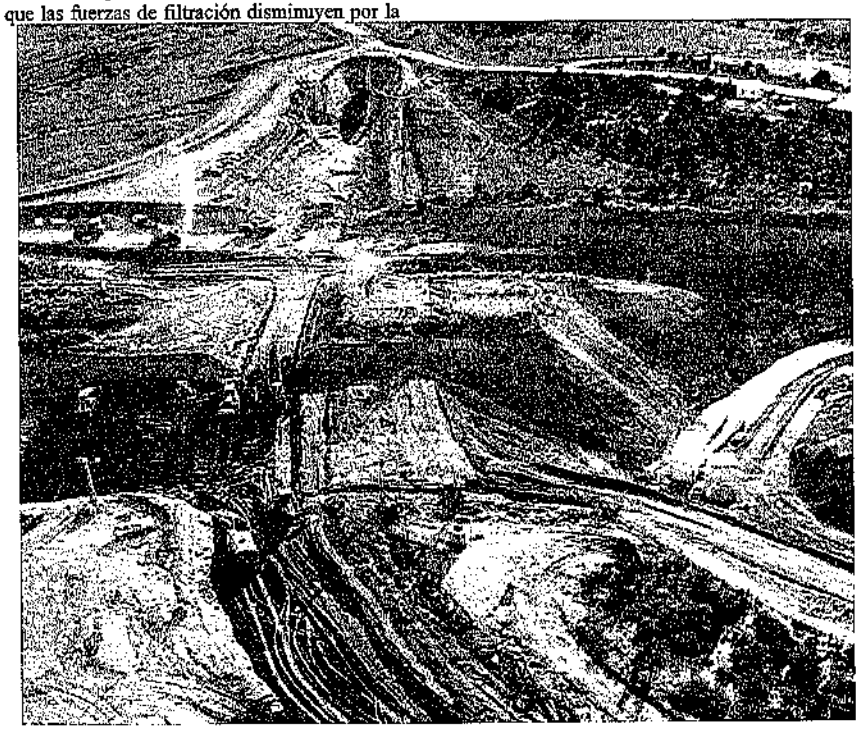


Figura 6.15.-Excavación de la zanja de impermeabilización y relleno. Great Cut Dike, proyecto Dolores, Colorado. CN71-438-10903NA

UDHCONECTA.COM

Debe de proporcionarse una anchura mínima en el fondo de 6 metros, de forma que el equipo de excavación y compactación pueda trabajar adecuadamente en la zanja. Si está por debajo de la capa freática, deben preverse los dispositivos de agotamiento adecuados (pozos y bombeos).

c) *Zanjas de impermeabilización parcial.* - La fórmula de Darcy (1) indica que el caudal de filtración es directamente proporcional al área de la sección transversal de la cimentación. De esto puede deducirse que este caudal puede reducirse en un 50 por 100, extendiendo la zona impermeable en el terreno de la figura 6-13, de forma que la profundidad del cimiento permeable pase de 20 a 10 metros; sin embargo, no es así. La acción de la pantalla parcial es similar a la de la obstrucción en un tubo (el caudal se reduce por la pérdida de presión debida a la obstrucción, pero la reducción en el caudal no es directamente proporcional a la reducción del área del tubo). Los experimentos realizados en cimientos permeables isótropos y homogéneos por Turnbull y Creager, han demostrado que una pantalla que cubra el 50 por 100, de la distancia al estrato impermeable, reducirá la filtración únicamente en el 25 por 100; y que es necesaria una pantalla con una penetración del 80 por 100 para reducir la filtración al 50 por 100 [19].

Una zanja de impermeabilización parcial puede ser efectiva en un cimiento estratificado, en el que se intercepte la mayor parte de los estratos permeables, y se consiga un sustancial aumento del camino de filtración. No se puede tener mucha garantía en una zanja de impermeabilización parcial de este tipo, a no ser que se haga una exploración que demuestre que la mayor parte de los estratos impermeables son continuos. Los cimientos permeables pueden estar formados por un estrato impermeable de considerable espesor situado entre dos estratos permeables y en este caso una pantalla parcial, que alcanzase el estrato impermeable, haría estanco únicamente el estrato permeable superior. Esto será efectivo si el espesor de las capas impermeable y permeable superior son suficientes para resistir las presiones de filtración que existen en el estrato permeable más bajo, en el pie del paramento de aguas abajo, de forma que no se produzcan sifonamientos.

d) *Pantallas de tablestacas* –Las pantallas de tablestacas metálicas son relativamente caras, y la experiencia [6, 20, 21, 27] ha mostrado que la filtración a través de los intersticicos entre capas individuales es considerable. Sin embargo, se utilizan las pantallas de tablestacas en combinación con una zanja de impermeabilización parcial, ya que es un medio económico de aumentar la profundidad de la pantalla y en ciertas condiciones puede emplearse en lugar de una zanja de impermeabilización total. Con pocas excepciones el tablestacado deberá ser de acero debido a su alta resistencia. Las pantallas de tablestacas de acero están limitadas prácticamente al caso de cimientos en limos, arenas y gravas finas. Donde haya guijarros o cantos rodados, o donde el material presente una elevada resistencia a la penetración, no sólo se hace difícil y costosa su hinca, sino que es muy dudosa su efectividad debido a la tendencia de las tablestacas a desviarse y dañarse por roturas en las pestañas o por desgarramiento del acero. Debe escogerse un perfil grueso con juntas robustas si el cimiento contiene grava.

No es posible la hinca de tablestacas de forma que se obtenga un cierre completamente estanco. En las mejores condiciones, incluyendo el uso de materias aislantes para sellar las juntas y suponiendo un buen contacto del fondo del tablestacado con el cimiento impermeable, puede considerarse que tendrá una efectividad de un 80 a un 90 por 100. Con mano de obra poco experimentada o si las tablestacas no pueden asentarse en un estrato impermeable, no tendrá una efectividad superior al 50 por 100 y puede ser mucho menor.



Figura 6-16.-Colocación del relleno compactado en la zanja de impermeabilización. Presa de Sugar Loaf, Colorado. En medio de la foto, se puede ver la construcción de la zona de las compuertas de desagüe. P383-706-2578

e) *Pantallas formadas por una cortina de lechada de cemento.*-La pantalla formada por inyecciones de lechada de cemento, es otro procedimiento que promete ser un medio económico de establecer una pantalla en cimientos permeables. Este método se ha empleado en la construcción de la presa de derivación de Slaterville, cerca de Ogden, Utah, la presa de derivación de Putah en Sacramento (California), y la presa de Coger Two Medicine en Montana.

La pantalla se construye por el solape sucesivo de pilotes individuales. Cada pilote construido "in situ" forma una columna de suelo íntimamente mezclado con el mortero para formar una estructura similar a un pilar. Ese pilar se construye inyectando lechada a través de la cabeza de un taladro giratorio en cuyo extremo hay una cabeza mezcladora. La cabeza mezcladora tiene unas aspas, que mezclan el material del cimiento con la lechada a medida que ésta se inyecta. La lechada se introduce en el suelo que ha sido ahuecado por la cabeza mezcladora, a media que rota y se introduce en el suelo o se saca del mismo. Los pilares pueden ser reforzados según se necesite. Las fotografías muestran las operaciones de mezcla de un pilote y la pantalla ya finalizada se muestra en la figura 6-17 (A) y (B).

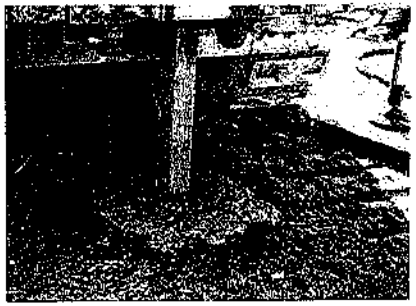
Las patentes del método y de algunos de los materiales utilizados en la construcción de las pantallas de lechada de cemento "in situ" en las presas antes reseñadas pertenecen a Intrusión-Prepakt, Inc, Cleveland, Ohio.

Los manuales del fabricante [22] indican una cabeza mezcladora de 38 cm, con un centro de 35,5 cm produce pilares de un diámetro medio de 45 cm, con una sección transversal mínima de 38 cm. La máxima profundidad indicada es de 17,5 m.

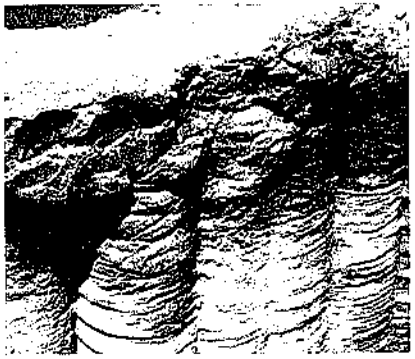
UNIVERSITAT DE LLEIDA - BIBLIOTECA ETSEA

UDHCONECTA.COM

El proceso de fabricación "in situ" se diseña para su uso en suelos granulares, incluidos finos, limo, arenas y gravas. Pero no es recomendable para materiales predominantemente arcillosos y no puede ser utilizado con guijarros y cantos. En el apéndice G se incluye un ejemplo de especificaciones.



(A) Operación de mezclado. (Intrusión-Prepakt Co.). 288-D-2875.



(B) Muro finalizado (Intrusión-Prepakt Co.). 288-D-2876.

Figura 6-17.- Pantalla impermeable con muro de cemento

Recientemente, se ha desarrollado un proceso similar denominado inyección a chorro. La inyección a chorro utiliza chorros a grandes presiones (3.000 a 10.000 lb/in^2)(210 a 700 kg/cm^2) en lugar de utilizar una cabeza mezcladora para mezclar el suelo y la lechada. Hay otras variantes de estos procedimientos, y además el desarrollo de mejor maquinaria permite construir pantallas más efectivas a mayores profundidades.

f) *Zanjas de slurry (lechada).* Un método efectivo de construir pantallas en condiciones húmedas o profundas en valles aluviales que hacen los métodos tradicionales no económicos, es el método de zanjas de lechada.

La técnica ha sido adaptada de los métodos de pozos taladrados usados en la industria del petróleo. Se utilizan suspensiones de arcilla bentonítica para sujetar los agujeros en suelos blandos. El método de zanjas de lechada utiliza una lechada de agua con bentonita para sellar y sujetar las paredes de la zanja durante el proceso de excavación. La secuencia de las operaciones de construcción de una zanja de lechada se muestra en la figura 6-18. Las zanjas de lados verticales, normalmente de 1 a 3 metros de ancho, se excavan con dragalinas, clamshells, backhoes, o maquinas de zanjeo. La figura 6-19 muestra la excavación de una zanja de lechada usando una dragalina en la Presa del Cuerpo de Ingenieros de West Point. A medida que se excava el material, la lechada de bentonita se bombea en la zanja, teniendo cuidado de mantener la elevación de la lechada constante y por encima del nivel freático para evitar agujeros. Una vez introducido en la zanja, la lechada pesa más que el agua. Como la lechada tiende a filtrarse fuera de la zanja, se desarrolla un filtro impermeable, relativamente delgado. La presión hidrostática sobre este filtro impermeable reduce los agujeros y los desprendimientos y proporciona estabilidad al conjunto. En el caso de un muro pantalla relleno con suelo bentonítico, el material excavado se apila cerca de la zanja, y el exceso de lechada se deja escurrir hasta la zanja. El material de relleno que cumple los requisitos de granulometría de proyecto se vuelve a colocar en la zanja, con el filtro para formar una barrera impermeable esencial.

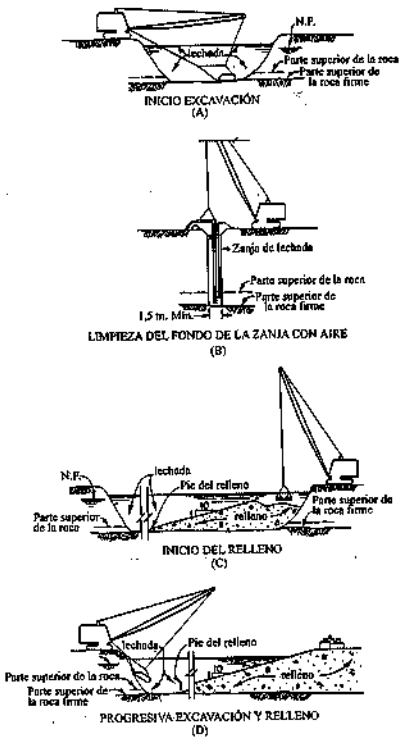


Figura 6-18. Secuencia de operaciones para la construcción de una zanja de lechada. (U.S. Army Corps of Engineers) 288-D-2783

La lechada se suele hacer mezclando bentonita y una arcilla con un alto contenido del mineral de montmorillonita, y agua. Generalmente, se especifica el tipo Wyoming montmorillitico de base sódica puro de alta calidad, por el pequeño tamaño de sus partículas y sus altas características de hinchado al absorber agua. Después de que se mezcla la lechada con agua y se permite su hidratación, se forma una suspensión dispersa que es más densa y viscosa que el agua. La lechada es trioscópica, lo que significa que si se deja quieta, la suspensión desarrolla resistencia al esfuerzo cortante como un gel, pero se fluidifica cuando se agita [23, 24]. La densidad y las presiones hidrostáticas que provoca la lechada incrementan como resultado de la suspensión de la arcilla, limo, y partículas de arena durante el proceso de excavación.

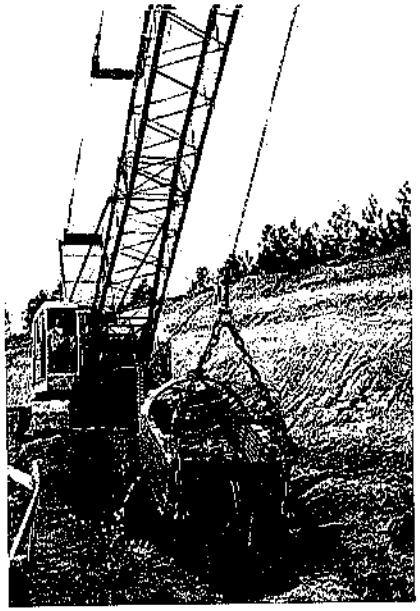


Figura 6-19. Excavación de una zanja de lechada. (U.S. Army Corps of Engineers) 288-D-2794

La bentonita usada para la construcción de zanjas con lechada debe de cumplir los requisitos descritos en el apartado 3, API Standard 13[a], "Especificaciones de Materiales Fluidos para Taladros de Pozos Petrolíferos", Octava edición, Marzo 1981 (revisión Mayo 1982).

Las lechadas bentonita-agua para excavaciones de zanjas están diseñadas para varias funciones: (1) prevenir la filtración en la cimentación mediante la formación de un filtro. (2) poner en suspensión la arcilla, limo, y las partículas de arena finas a medianas

UDHCONECTA.COM

durante la excavación, y (3) proporcionar presión hidrostática al frente de la excavación. Estas funciones se logran mediante el diseño de la lechada y el control directo o indirecto de las propiedades de la misma. Esas propiedades, que incluyen la concentración de bentonita, densidad, viscosidad, resistencia a cortante, pérdidas de filtración, contenido en arena y pH, se miden de acuerdo a los procedimientos indicados en el código API 13B del Instituto Americano de la Tubería, " Procedimientos Estándares para Ensayar Fluidos de Taladros", Novena Edición (Mayo 1982).

Las densidades de la lechada suelen estar entre 65 a 90 lb/ft^3 (1,04 y 1,44 T/m^3). Recién mezclado y totalmente hidratado la lechada que entra en la zanja suele tener una densidad entre 64 y 68 lb/ft^3 (1,03 y 1,09 T/m^3). Cuando la arcilla, limo, y la arena entran en suspensión en la lechada durante la excavación la densidad aumenta. Generalmente densidades en el rango de 70 a 80 lb/ft^3 (1,12 a 1,28 T/m^3), son suficientes para mantener la estabilidad de la mayoría de las aplicaciones de construcción. Las densidades mayores de 90 lb/ft^3 (1,44 T/m^3) pueden evitar que el relleno desplace completamente la lechada cuando se sitúe en la zanja y debe de ser bajado su contenido en arena.

La viscosidad de la lechada puede variar considerablemente como resultado de cambios en la concentración de bentonita, en el contenido en arena, y en la concentración y el tipo de aditivo. La viscosidad de la lechada limita su penetración en la estructura del suelo antes de la formación del filtro, pero no es tan importante como para reducir su bombeabilidad. La viscosidad también ayuda a controlar el ratio al cual las partículas en suspensión que exceden la resistencia del gel se sedimentan durante la excavación. El gel o la resistencia a cortante de la lechada controla el tamaño del limo y de las partículas de arena que pueden ser mantenidas en suspensión sin que sedimenten.

Las pérdidas por filtración son un indicador de la calidad del filtro de una lechada. Un filtro que sea destruido continuamente por el equipo de excavación, es necesario que se forme rápida y compactamente, previniendo las excesivas pérdidas por filtración.

El pH de la lechada se controla por los posibles cambios que desestabilizarían su cohesión y su capacidad de conformar un filtro adecuado. Cambios en el pH fuera del rango entre 7 y 12, pueden causar reducción de su viscosidad y cohesión.

(1) *Localización y dimensiones.-* La localización y dimensiones de la lechada en zanja deben satisfacer los requerimientos específicos del lugar. La pantalla puede ser situada en cualquier punto bajo la presa aguas arriba del eje del núcleo impermeable, pero la posición óptima depende de la clase y localización del núcleo, la profundidad del estrato impermeable a lo largo del cimiento, variaciones en el material del cimiento, secuencia de construcción, requerimientos de desvío del río y explotación del embalse. Por tanto, en cada presa se requieren diferentes consideraciones.

Localizaciones centrales de la zanja tienen la desventaja de su inaccesibilidad si se requieren futuras modificaciones o rehabilitaciones. Por esta razón, algunos ingenieros están a favor de colocar la lechada en zanja aguas arriba de la presa y conectarla al núcleo mediante un manto impermeable, aunque sea necesario vaciar el embalse para alcanzar dicha zanja.

(2) *Transiciones*. Las transiciones entre el relleno de lechada y el núcleo impermeable son necesarias para compensar el efecto de la sedimentación diferencial entre el material de relleno y la cimentación. La transición se lleva a cabo simplemente haciendo la zanja más ancha en la parte superior que la base, normalmente dándole una pendiente a los muros de la zanja. Esto permite la sedimentación del núcleo con el relleno de lechada, reduciendo la tendencia de separarse el núcleo y la lechada del muro. También proporciona una mayor anchura para que el núcleo ajuste su sedimentación, reduciendo la

tendencia de roturas en el núcleo.

(3) *Relleno*. La zanja de lechada se elige para reducir o parar la filtración por el cimiento. Dos tipos de relleno comúnmente usados son el suelo-bentonita y el cemento-bentonita.

El relleno de suelo-bentonita se diseña para proporcionar la reducción necesaria de la permeabilidad y la resistencia al movimiento de los rellenos de finos, causado por los gradientes hidráulicos que se desarrollan a lo largo de la zanja. El relleno se suele hacer mezclando el material excavado de la zanja con arcilla, limo, arena y/o grava, según sea necesario para cumplir los requisitos de diseño. Un material con una granulometría adecuada, aproximadamente un 15 a un 20 por ciento de partículas de arcilla y limo, es un relleno excelente por su baja permeabilidad. El relleno mezclado con la lechada procedente de la zanja hasta que se obtiene una mezcla con la consistencia similar al hormigón con un asiento de 3 a 6 pulgadas (7,6 a 15,2 cm.).

El relleno se sitúa en la base de la zanja mediante una cuchara bivalva para evitar su segregación. El relleno se coloca hasta que se consigue una pendiente más o menos de 10:1 que se extiende de la base de la zanja a la superficie de la misma, tal y como se muestra en el figura 6-18(C). Se empuja dentro más relleno y la zanja se rellena como se muestra en la figura 6-18(D).

El relleno de cemento-bentonita se hace mezclando el cemento con la lechada de bentonita. Después de mezclarlo el relleno de cemento-bentonita se bombea a la zanja donde proporciona estabilidad durante la excavación y se endurece formando un muro-pantalla impermeable. Mientras está curándose, el relleno gana resistencia a la vez que se mantiene suficientemente elástico como para deformarse sin romperse.

Antes de colocar el relleno de suelo-bentonita o el cemento-bentonita en la zanja, debe de medirse la profundidad de la zanja y tomar muestras para asegurarse de que el fondo de la zanja ha alcanzado el material del cimiento adecuado. La base de la zanja se limpia mediante un sistema de aire comprimido que elimina todos los desprendimientos de los muros o la sedimentación de arena de la lechada, el cual se muestra en la figura 6-18(B) y 6-20.

Hay que revisar el uso de la zanja de lechada cuando existan guijarros, cantos rodados o grandes bloques de roca en las zonas bajas de la zanja. En cimientos estratificados, debe de tenerse especial cuidado para asegurarse que la base de la zanja toca la capa impermeable en la que el material de relleno va a descansar. Se ha informado de casos en los que no se conoció la existencia de una gran estratificación en el fondo de la zanja, la cual fue detectada sólo después por asentamientos del núcleo. Este caso necesita de mucho más tiempo de construcción y de dinero, pero puede ser evitado por operaciones frecuentes de sondeo en el fondo de la zanja y en los ensayos anteriores de la cimentación. Para información adicional en referencia a las zanjas con lechada, el lector debe dirigirse a las referencias al final de este capítulo. Los Estándares de Diseño N°13 de USBR, capítulo 16, también deben de ser consultados para la construcción de muros con lechada.

La tabla 6-1, adaptada por Jones [23], presenta una descripción general de los materiales con los que se han construido zanjas con lechada, las anchuras de zanjas utilizadas, y la carga hidráulica de estructuras existentes o propuestas.

g) *Inyecciones.*-Se han empleado varios materiales para desarrollar métodos de inyección que proporcionen estabilidad e impermeabilidad a los cimientos permeables. Esos materiales se han inyectado para que actúen como aglomerante y rellene los huecos. Entre los materiales utilizados están el cemento, asfalto, arcilla y algunos productos químicos.

UDHCONECTA.COM

Tabla 6-1.- Comparación de pantallas de zanjas de lechada[1]

Proyecto	Material cimiento	Ancho pantalla	Altura máxima	Observaciones
Kennewick Levee, McNary Dam Project, Columbia River, Washington State Propietario: Corps of Engineers	Arenas o gravas con sedimento o gravas abiertas k=0,4 cm/s (0,41x 10^6 pies/año)	1,8 m Núcleo central	4,6 m	Construcción en 1952 Calado máximo = 6,7 m
Wanapum Dam, Columbia River, Washington State, Propietario: Public Utility District No. 2 of GrantCounty	Gravas arenosas y arenas con gravas bajo gravas abiertas k (gravas abiertas)= 2,5 cm/s (2,6x 10^6 pies/año), media k=1 cm/s (1,03x 10^6 pies/año)	3 m Núcleo central	27 m	Ensayos previos a la construcción en zanja, bombeo y ensayo de laboratorio de tuberías, inyecciones en la zanja, construcción 1959-62, profundidad máxima de pantalla 58 m
Mangla Closure Dam, Mangla Dam Project, Jhelum River, West Pakistan Propietario:West Pakistan Water and Power Development Authority	Gravas arenosas con bolos y cantos rodados, huecos graduados en el rango de grava fina y arena gruesa k=0,4 cm/s (0,41x 10^6 pies/año)	3 m Núcleo central	70 m solo en la condición de construcción	Construida en 1964, calado máximo = 6,7 m
Duncan Lake Dam, Duncan River, British Columbia, Canada Propietario: British Columbia Hydro and Power Authority	Zona superficial de arenas y gravas, sobre zona desde limos hasta arenas finas limosas con arcillas limosas k=1 cm/s (1,03x 10^6 pies/año)	3 m Berma aguas arriba	31 m Periodo corto	Construida en 1965-66 Calado máximo = 18,3 m
West Point Dam, Chattahoochee River, States of Georgia and Alabama Propietario: Corps of Engineers	Estrato superior de suelo aluvial , alternando arcilla, limo, arena y grava, desde k=1,8x10^{-2} a 3,5x10^{-5}cm/s (18600 a 36 pies/año); estrato inferior de suelo residual de arenas limosas marrones; k=0,6x10^{-5}cm/s (6 pies/año)	1,5 m Bancada aguas arriba	18,6 m	Construida en 1966; profundidad máxima = 18,3 m; inyecciones en roca sólida bajo la zanja; profanidad máxima de la pantalla = 30 m.
Saylorville Dam, Des Moines River, Iowa Propietario: Corps of Engineers	Superficie impermeable de arcilla arenosa aluvial; zona permeable, de arena media a fina y grava graduada a arena fina; k media (gravas arenosas)= 0,15 cm/s (0,16x 10^6 pies/año)	2,4 m Bancada aguas arriba	28,3 m Periodo corto	Presa en construcción; la construcción de la pantalla está prevista en 1969[2]; profundidad máxima = aprox. 18 m

Tabla 6-1.- Comparación de pantallas de zanjas de lechada'- Continuación

Proyecto	Material cimiento	Ancho pantalla	Altura máxima	Observaciones
Prokopondo Project (Quarry A Cofferdam), Suriname River, Suriname, S.A. Propietario: Suriname Aluminum Co.	Arena desde uniforme fina hasta graduada con grava. D_{10}=0,1 mm	1,5 m	12,2 m	Construida en 1959 Profundidad máxima =4,6 m
Wells Dam, Columbia River, Washington State Propietario: Public Utility District No. 1 of Douglas County	Gravas permeables	2,4 m Núcleo central	21,3 m	Construida en 1964 Profundidad máxima > 24 m
Yards Creek Lower Reservoir, New Jersey Propietario: Public Service Electric and Gas Co., Jersey Central Power and Light, New Jersey Power and Light Co.	Arenas, gravas, bolos y cantos rodados.	2,4 m Núcleo central	16,8 m	Construida en 1964 Profundidad máxima = 12,2 m
Camanche Dam-Dike 2, Mokelumne River, California Propietario: East Bay Municipal Utility District	Depósitos aluviales con estrato superior de limos arcilloso, arenas con limos y arcillosas, y estrato inferior desde poco graduado a arena fina sobre una zona de poco espesor de gravas bien graduadas; k media=7,5x10^{-3} cm/s(7760 pies/año)	2,4 m	41,2 m	Construida en 1966 Profundidad máxima = 29 m; máxima altura de presa 13,7 m; la altura sobre la zanja depende del nivel del agua subterránea aguas abajo.
Calamus Dam-Pick-Sloan Missouri Basin Program, Nebraska Propietario: Bureau of Reclamation	Dunas de arenas con arenas y gravas aluviales debajo; k máxima=0,14cm/s(,14x1 0^{-6} pies/año)	1,5 m donde la zanja penetra totalmente; 0,9 m. donde la zanja penetra parcialmente	22 m	Construida en 1982-84; profundidad máxima = 35 m; Zanja completa en 1220 m de longitud, parcial (penetrando 15 m) en 915 m.

[1]Adaptado de la tabla 1 de [23]
[2]Construcción pospuesta hasta 1972

UDHCONECTA.COM

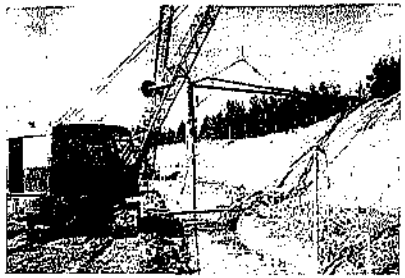


Figura 6-20. Extracción de arena mediante aire del fondo de una zanja de impermeabilización (U.S. Army Corps of Engineers) 288-D-2895

La inyección de cemento no es adecuada cuando el terreno está formado por suelos de grano fino debido a que las partículas de cemento son comparativamente grandes, lo cual limita la penetración. Sin embargo, material aluvial con granulometría continua ha sido inyectado satisfactoriamente usando inyecciones de cemento o cemento-arcilla. Las inyecciones de asfalto están limitadas por el tamaño de las partículas. Las de arcilla son de dudosa eficacia debido a que la arcilla es arrastrada fácilmente por las presiones de filtración. La inyección de productos químicos tiene la ventaja de que estos tienen aproximadamente la misma viscosidad que el agua y, por lo tanto, pueden inyectarse en terrenos permeables. Sin embargo las inyecciones de productos químicos son muy caras para su uso general en cimientos permeables.

A pesar de las desventajas enumeradas anteriormente, se han desarrollado los procedimientos de inyección que mejoran la impermeabilidad de materiales permeables. Utilizando esos procedimientos, se han construido presas en lugares en los que se habría considerado imposible o no económica su construcción. Comúnmente, una cortina pantalla consiste en varias hileras de agujeros de inyección, en los que los agujeros exteriores se inyectan con cemento, arcilla, e inyecciones de cemento-arcilla, y una o más filas interiores se inyectan con un producto químico.

La inyección de zonas permeables es un proceso caro, las técnicas de inyección son complejas, y la elección de la inyección y de las técnicas apropiadas requiere una considerable inspección de la zona y una campaña de ensayos de laboratorio y campo. Además, los resultados de los procesos de inyección son difíciles de evaluar. Por estas razones, la inyección de zonas permeables no se considera como un tratamiento adecuado para la cimentación de pequeñas presas, dentro del alcance de este libro. Para obtener información sobre este tema, el lector debe acudir a [25].

b) *Capas impermeables situadas agua arriba de la presa.*- Se puede alargar el camino de filtración en cimientos permeables, construyendo capas de material impermeable que, comunicadas con la zona impermeable de la presa, se extiendan hacia aguas arriba. Se emplean normalmente, cuando las pantallas no pueden alcanzar el lecho rocoso o el estrato impermeable debido a la gran profundidad necesaria para ello; también se utilizan juntamente con zanjas de impermeabilización parcial. La topografía aguas arriba de la presa y la disponibilidad de materiales impermeables, son los factores más importantes que influyen en la decisión de su posible empleo. Este dispositivo puede ser necesario únicamente en el cauce porque haya sido erosionado hasta alcanzar el lecho de la arena y grava, pero también puede serlo en alguna zona de los estribos.

En las figuras 6-21 y 6-22 puede verse la capa impermeable, que se construyó en un estribo durante la mejora de la presa de Ochoco por el Bureau of Reclamation en 1949. El fin de esta capa era disminuir la filtración a través del terreno de detritus que constituye el estribo derecho. Dio resultado y redujo la filtración con embalse lleno, desde un caudal de 0,80 metros cúbicos por segundo a 0,34 metros cúbicos por segundo.

Esta capa se hizo continua hasta penetrar en la zona impermeable de la presa y se extiende 122 metros hacia aguas arriba. Se suavizó el

estribo para enlazarlo con la capa que se extiende desde el lecho del río hasta una altura de 16 metros. Se le dio un espesor de 1,5 metros según la normal al talud del estribo que era aproximadamente de 3:1, y se protegió contra la erosión con una capa de escollera de 60 centímetros colocada sobre una de grava de 30 centímetros. En la figura 6-21 puede verse la capa completa y la colocación de la escollera. La figura 6-22 muestra una vista general del paramento de aguas arriba y del estribo derecho terminado.

Algunas veces las capas naturales impermeables ayudan a reducir las filtraciones y las presiones. En las zonas del cimiento que están cubiertas por una capa impermeable natural se deben arrancar los árboles o cualquier otra vegetación, apisonar el terreno natural para cerrar los agujeros dejados por las raíces y reparar las zonas defectuosas. Siempre que sea posible se debe de evitar eliminar la capa natural impermeable aguas arriba para asegurar un suelo impermeable para construir la presa. El procedimiento normal es evitar excavar la capa natural impermeable a 60 ó 120 metros del pie de la presa. La capa natural es un beneficio añadido, pero no debe de ser planteada como control de la filtración.

Aunque las capas pueden ser proyectadas por métodos teóricos [26], en presas pequeñas se deben utilizar métodos aproximados. Un espesor adecuado en presas pequeñas es el 10 por 100 de la altura del embalse por encima de la capa y un mínimo de 1 metro. Estos espesores son para capas hechas con materiales adecuados para la construcción de la zona impermeable de una presa de tierra y compactados de forma similar.

La capa debe de cumplir los criterios de los filtros con el material de la cimentación sobre el que se sitúa. Si no lo hace, debe de colocarse un filtro adecuado entre la capa y su cimentación. Ver la sección 6.10(i) para los criterios de filtros.

La longitud de la capa depende de la reducción que se desea obtener en el caudal de filtración. Del estudio de la ecuación (1) y de la figura 6-13, se deduce que el caudal de filtración es inversamente proporcional a la longitud de las líneas de corriente (para cimientos homogéneos e isótropos). Por lo tanto, la longitud será tal, que el caudal de filtración se reduzca hasta la cantidad admisible desde el punto de vista del proyecto.

No debe suponerse que estas capas reducen las fuerzas de filtración en el cimiento hasta tal punto que impiden las roturas por sifonamiento. Ya que, si bien teóricamente, cumplirían esta condición en un cimiento homogéneo, la estratificación natural que existe en casi todos los terrenos aluviales, permite que se produzcan altas presiones en uno o más estratos de los cimientos en el pie de aguas abajo de la presa. Deben construirse capas horizontales de drenaje o dispositivos adecuados para disminuir la presión (drenes o pozos) en las presas con cimientos permeables, si no se puede emplear una pantalla de impermeabilización total.

i) *Zonas de Talud Aguas Abajo para Cimentaciones Permeables.*- La sección aguas abajo de las presas sobre cimentaciones permeables deben de ser construidas para cumplir las funciones siguientes:

- Disminuir las subpresiones provocadas por las filtraciones
- Permitir la evacuación rápida del agua de filtración de la cimentación
- Prevenir el arrastre de finos de los taludes y la cimentación
- Proporcionar suficiente peso para prevenir el levantamiento
- Transportar adecuadamente la filtración completa al canal aguas abajo.

Estas funciones se cumplen proporcionando:

- Extendiendo las zonas aguas abajo para alargar la longitud de las líneas de filtración
- La zona es tan gruesa que su peso previene el levantamiento

UDHCONECTA.COM

- Zonas permeables aguas abajo o capas de drenaje horizontales que cumplan los requisitos de filtros permiten percolarse el agua de la cimentación, pero previenen el sifonamiento.
- Los drenajes del pie de la presa con suficiente capacidad para transportar el agua de filtración acumulada de nuevo al cauce del río.

Si la presa de tierra se asienta sobre cimientos permeables relativamente homogéneos, donde no sea posible construir una zanja de impermeabilización adecuada, deben incorporarse en el proyecto áreas permeables aguas abajo, capas de drenaje horizontales e inclinadas, drenajes en el pie de la presa, o combinaciones de las anteriores.

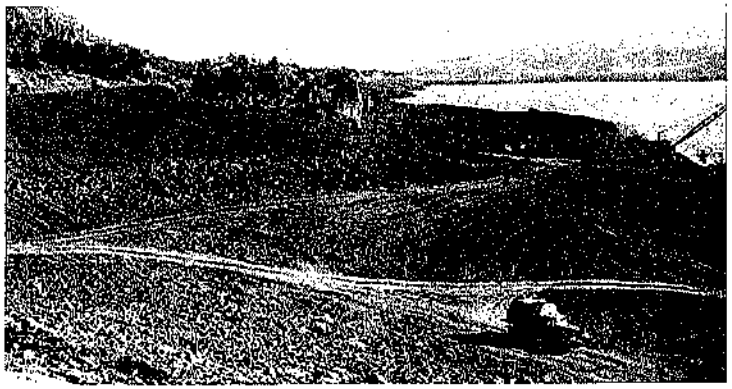


Figura 6-21. Construcción de un manto impermeable en el estribo derecho en la presa Ochoco, en un afluente del río Crooked, en Oregón.

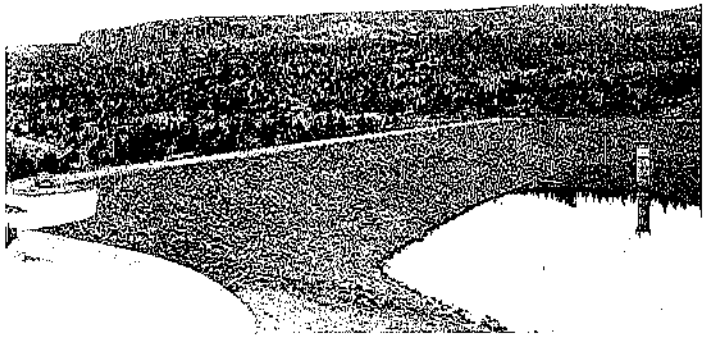


Figura 6-22.-Paramento de aguas arriba de la presa Ochoco.

Asimismo deben construirse donde la cimentación sea permeable, relativamente homogénea y esté cubierta por estratos impermeables de poco espesor; la capa proporcionará peso para estabilizar la cimentación y disminuir eficazmente las presiones que puedan atravesar los estratos impermeables. Puede ser necesaria una capa de drenaje horizontal que cumpla los requisitos de los filtros para prevenir sifonamiento. Cimentaciones permeables con capas impermeables pueden necesitar zanjas rellenas con material de drenaje o pozos para reducir las subpresiones y controlar las filtraciones (ver apartados 6.10(j) y (k)).

Se puede determinar teóricamente la longitud de la capa de drenaje horizontal por medio del diagrama de las líneas de corriente (apartado 6.9 (c)), si se conoce la relación de la permeabilidad horizontal a la vertical basándose en el procedimiento conocido como de las secciones transformadas. Este método de medir un cimiento permeable anisótropo fue estudiado por Terzaghi y Peck [27], y Cedergren [18]. El método demuestra que cuanto mayor sea la relación entre la permeabilidad horizontal y la vertical, más lejos del pie de la zona impermeable de la presa emerge la filtración y más longitud necesita la capa de drenaje.

Debido a la limitación de aplicación de este procedimiento cuando se tiene poca información sobre los cimientos no es necesario utilizarlo para determinar la longitud de la capa de drenaje horizontal en proyectos de pequeñas presas. En estos casos se recomienda que la longitud de la capa sea igual a 3 veces la altura de la presa, según se indica en la figura 6-23.

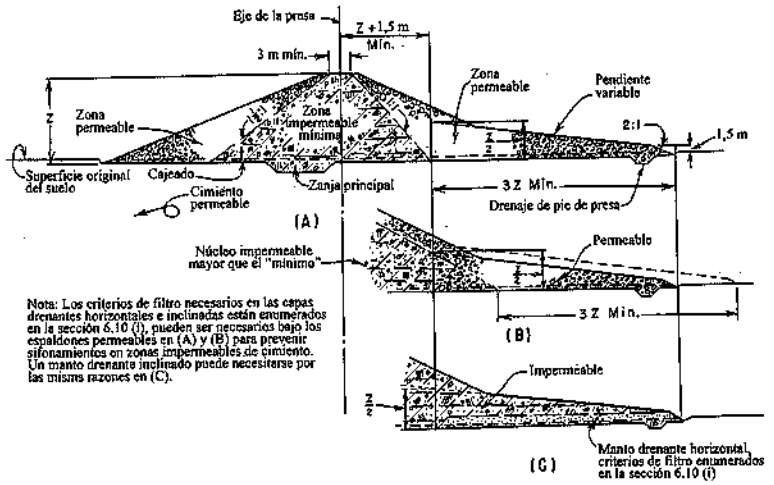


Figura 6-23. Secciones aguas abajo en cimientos permeables 288-D-2483

En la figura 6-23 se muestra la típica zonificación aguas abajo con cimiento permeable; esto es; aquellos que no apoyan sobre material impermeable. Las cubiertas de las cimentaciones permeables se comentan en el apartado 6.11 (e). En (A) y (B) de la figura 6-23, los requisitos de drenaje se cumplen por la capa permeable superior. Esta capa permeable podría haber sido diseñada para prevenir el sifonamiento de la cimentación y

UDHCONECTA.COM

de la zona impermeable. Sin embargo, si el material de la capa no previene el sifonamiento, debe de utilizarse una capa de drenaje horizontal, como la mostrada en al figura 6-23(C) y una capa de drenaje inclinada, ambas proyectadas para cumplir los requisitos de los filtros. Para taludes homogéneos o donde el material permeable de la zona aguas abajo es cuestionable, deben de utilizarse capas horizontales de drenaje diseñadas para prevenir sifonamiento. Además, la experiencia ha demostrado que la filtración a través de zonas impermeables, a veces es superior a la prevista por procedimientos como las líneas de filtración debido a la poca unión entre capas, capas sueltas que pasan inadvertidas, roturas debidas a asientos relativos, agujeros, etc. Por ello, frecuentemente se utiliza una capa de drenaje inclinada como se muestra en la figura 6-5 (C) y recientemente se ha convertido en estándar. Esta capa de drenaje debe de tener la suficiente capacidad para conducir toda la filtración del talud y de la cimentación a los drenajes del pie de la presa. Las capas de drenaje utilizadas (y las inclinadas, si se usan) con taludes homogéneos los convierten en presas del tipo homogénea-modificada, con las ventajas resultantes descritas en el apartado 6.3

La figura 6-23 (A) muestra la longitud y el espesor mínimo recomendable para una capa de drenaje horizontal, en una presa de tipo heterogéneo que tenga una zona impermeable "mínima" (mínimo núcleo B, figura 6-43), construida sobre una cimentación permeable sin zanja de impermeabilización completa. En la figura 6-23 (B) se muestra el diseño recomendado para una presa no homogénea con un núcleo impermeable mayor que el mínimo. El talud inverso de la sección impermeable (figura 6-23(B)) se emplea con el fin de:

(1) Disminuir la longitud de la capa de drenaje
(2) Facilitar la construcción de la zona permeable cuando el material se obtiene de la excavación de la zanja de impermeabilización
(3) Disminuir el volumen del terraplén, como se muestra en la figura 6-23 (B)

La línea de trazos indica la capa de drenaje que sería necesaria, si no se hiciese el talud invertido.

La capa de drenaje horizontal mostrada en la figura 6-23 y la inclinada, si se utiliza, debe de cumplir los siguientes requisitos:

(1) La granulometría debe de ser tal que las partículas de suelo de la cimentación y aguas arriba y del talud por encima no entren en el filtro y lo taponen.
(2) La capacidad del filtro debe ser tal que pueda con todo el caudal de filtración de la cimentación y el talud.
(3) La permeabilidad debe de ser suficientemente grande como para permitir un fácil acceso al agua de filtración para reducir la subpresión.

Los requisitos de granulometría y permeabilidad se comentan en detalle a continuación.

Se sugiere un espesor mínimo de la capa de 1 metro para asegurar una capacidad incuestionable para los caudales de filtración.

Los filtros de capas múltiples deben, en general evitarse; son más eficientes pero añaden un coste a la construcción del filtro. En los casos en donde hay grandes cantidades de filtración se ha demostrado [28] que los filtros multicapa pueden ser una solución económica.

Si las zonas permeables superiores en (A) y en (B), de la figura 6-23 son similares en granulometría al cimiento de arena y grava, no hay peligro de arrastre de partículas de los cimientos a través del dique y no se necesita ningún filtro especial. Sin embargo, si estas zonas se construyen con escollera, debe construirse un filtro que no permita que los finos del material de los cimientos sea arrastrado a través de los huecos de la escollera.

Generalmente se atribuye a Terzaghi el proyecto racional de filtros [29]. El Bureau of

Reclamation [31] y el Corps of Engineers [30] han realizado una amplia experimentación en este campo. Su recopilación conduce a una serie de criterios algo diferentes. Se recomiendan los siguientes límites para satisfacer los criterios de estabilidad del filtro y proporcionar un aumento de la permeabilidad entre la base y el filtro. Estos criterios son adecuados tanto para arena y grava natural como para áridos provenientes del machaqueo; para filtros uniformes y de granulometría determinada:

1 $\dfrac{D_{15}\ del\ filtro}{D_{15}\ del\ material\ de\ base} D_{15} \geq 5$

suponiendo que el material del filtro no contiene más de un 5 por 100 de partículas más finas de 0,074 mm. (tamiz núm. 200.) después de la compactación.

2 $\dfrac{D_{15}\ del\ filtro}{D_{85}\ del\ material\ de\ base} \leq 5$

3 $\dfrac{D_{85}\ del\ filtro}{máxima\ abertura\ del\ tubo\ de\ drenaje} \geq 2.$

4 Generalmente, el filtro debe de tener una curva granulométrica uniforme para proporcionar permeabilidad y prevenir segregación durante el procesamiento, manejo y colocación.

En lo siguiente, D_{15} es un tamaño tal, que el 15 por 100 en peso de las partículas del suelo son más pequeñas; el porcentaje se da por peso de acuerdo a los análisis mecánicos. D_{85} es un tamaño tal que el 85 por 100 en peso del total de las partículas del suelo son más pequeñas. Si se necesita más de una capa en el filtro se siguen los mismos criterios; el filtro más fino se considera como "material base" para la elección de la granulometría del filtro más grueso.

Además de las limitaciones establecidas por las relaciones anteriores, para el proyecto adecuado de los filtros, las partículas máximas utilizadas deben tener un tamaño de 7,5 centímetros para evitar la segregación y la formación de cavidades durante la colocación del material del filtro. Por lo mismo, al proyectar filtros para materiales de base que contengan grava, debe tenerse en cuenta solamente la granulometría del material que pasa por el tamiz núm. 4.

Es importante que se compacte el material de los filtros hasta alcanzar la misma densidad, que la requerida en la construcción de zonas de arena y grava del terraplén, conforme a lo que se indica en el apéndice G. Debe tenerse cuidado al colocar los materiales del filtro para evitar la segregación. Los filtros de granulometría uniforme presentan ventajas para evitar su segregación. La construcción de filtros de capas muy delgadas requiere un proyecto adecuado y un control cuidadoso durante la colocación. En muchos casos, el hormigón de arena utilizado en el aliviadero, los desagües, y las estructuras accesorias puede ser utilizado como material del filtro. Esto reduce costes al eliminar cualquier requisito especial de mezclado. En el capítulo 5 de USBR Estándares de Diseño N°13 se complementan los criterios de diseño.

Seguidamente se da un ejemplo (ver figura 6-24) de un proyecto tipo, aplicable a filtros finos tales como los indicados en la figura 6-25 para cubrir los tubos de drenaje.

Ejemplo

Se pide:

Límites granulométricos de los materiales del filtro.

Datos:

Curva granulométrica media del suelo del cimiento representada en la figura 6-24; $D_{15max} = 0{,}03$ mm. y $D_{85min} = 0{,}10$ mm.

Abertura del tubo de drenaje, 6,4 milímetros.

Procedimiento:

1) Límite inferior del D_{15} del filtro = 5 x 0,03= 0,15 milímetros.
2) Límite superior del D_{15} del filtro = 5 x 0,10 = 0,50 mm.

Para cumplir las condiciones (1), (2) y (4), se

UDHCONECTA.COM

selecciona una arena como la que se indica en la figura 6-24 por F_1. Para F_1 ,D_{15} se sitúa entre 0,15 mm. y 0,50 mm. Este material es muy fino para situarlo junto a la tubería con aperturas de 6,4 mm., ya que las condiciones que ha de cumplir D_{85} para el filtro ha de ser al menos 2 x 6,4 = 12,8 milímetros. Por lo tanto, es necesaria una segunda capa de filtración de grava.

3) El límite inferior de D_{15} de la grava es 5 x 0,5 = 2,5 milímetros.
4) El límite superior de D_{15} de la grava es 5 x 1,0 = 5 milímetros.
5) El límite inferior de D_{85} de la grava = 2 x 6,4= 12,8 milímetros.

Se elige para cumplir las condiciones (1), (2), (3) y (4) la grava que indica la figura 6-24 como F_2.

j) *Drenajes de pie de presa y zanjas de drenaje.*-Los drenajes de pie de presa se instalan habitualmente a lo largo de la unión del pie de la presa con la capa de drenaje horizontal según se muestra en la figura 6-23. Inicialmente se colocan en los estribos los tubos de drenaje de menor sección y se aumenta progresivamente el diámetro, hasta alcanzar el máximo en el lecho del río. El propósito de este dispositivo es recoger el caudal que descarga la capa de drenaje horizontal y conducirla hasta un tubo exterior que desagüe en el cuenco del vertedero o en el río, aguas abajo de la presa. Se emplean más tubos de drenaje que zanjas rellenas de grava, para obtener una capacidad adecuada para transportar el caudal de filtración. Los drenajes de pie de presa también se emplean con cimientos impermeables para asegurar que cualquier filtración que pueda venir a través de la cimentación o del dique es recogida y que la capa freática se conserva por debajo a suficiente profundidad para evitar la creación de zonas pantanosas aguas abajo de la presa.

Los tubos de drenaje de pie pueden estar hechos de cualquier material que tenga una durabilidad y resistencia adecuada. Se debe de utilizar tuberías perforadas o con ranuras en lugar de tuberías con juntas abiertas. Las tuberías de drenaje deben colocarse en zanjas a suficiente profundidad, por debajo del terreno, para asegurar la intercepción efectiva del caudal de filtración. La profundidad mínima de la zanja es normalmente de 1,20 metros; la profundidad máxima es la necesaria para mantener un gradiente razonablemente uniforme a través de la superficie ondulada del terreno. La anchura en el fondo es de 0,90 a 1,20 metros, según sea el tamaño del tubo. Se recomienda, para presas pequeñas, un diámetro mínimo de 15 cm.; para tramos largos con gradientes muy pequeños pueden ser necesarios diámetros superiores a 45 cm.. Deben de construirse registros con un espaciamiento que permita el adecuado acceso para inspeccionar y mantenerlo. La tubería debe de colocarse de forma que los accesos para reparaciones no afecten adversamente a los taludes. El tubo debe estar rodeado por un filtro que evite el taponamiento de los drenes por arrastre de los finos y el sifonamiento del material de cimientos en el sistema de drenaje. Normalmente se requieren filtros de dos capas; la capa que está en contacto con el tubo debe tener unas partículas de tamaño tal que el material no entre en él ni tapone las perforaciones o las ranuras del tubo.

El filtro en contacto con el drenaje del pie de la presa debe cumplir el criterio (3) del apartado 6.10(i). Este criterio implica que el tamaño D_{85} del filtro debe de ser igual o mayor que dos veces el tamaño de la apertura máxima de la tubería. Los otros criterios de diseño ((1), (2) y (4)) que deben de cumplir los filtros se indican en el apartado 6.10(i). En la figura 6-25 se puede ver la disposición tipo de los drenajes de pie de presa construidos por el Bureau of Reclamation. La figura 6-26 muestra la construcción del drenaje al pie de la presa de la Presa de Calamos en Nebrasca.

Las zanjas de drenaje se suelen usar cuando cimentaciones permeables están debajo de una capa impermeable de poco espesor. Entonces, simplemente se excava una zanja y se rellena con material permeable que penetra en la capa

impermeable y disminuye las subpresiones en la capa inferior permeable. Las tuberías de drenaje se suelen colocar en el fondo de la zanja, y se utiliza como relleno el material que satisfaga los criterios de los filtros ((1), (2), (3) y (4) del apartado 6.10(i).

Una zanja de drenaje normalmente no es efectiva en cimentaciones permeables mas profundas si es estratificada porque sólo se disminuirán las subpresiones en la capa superior. Con pozos se obtendría un drenaje más efectivo de las cimentaciones estratificadas.

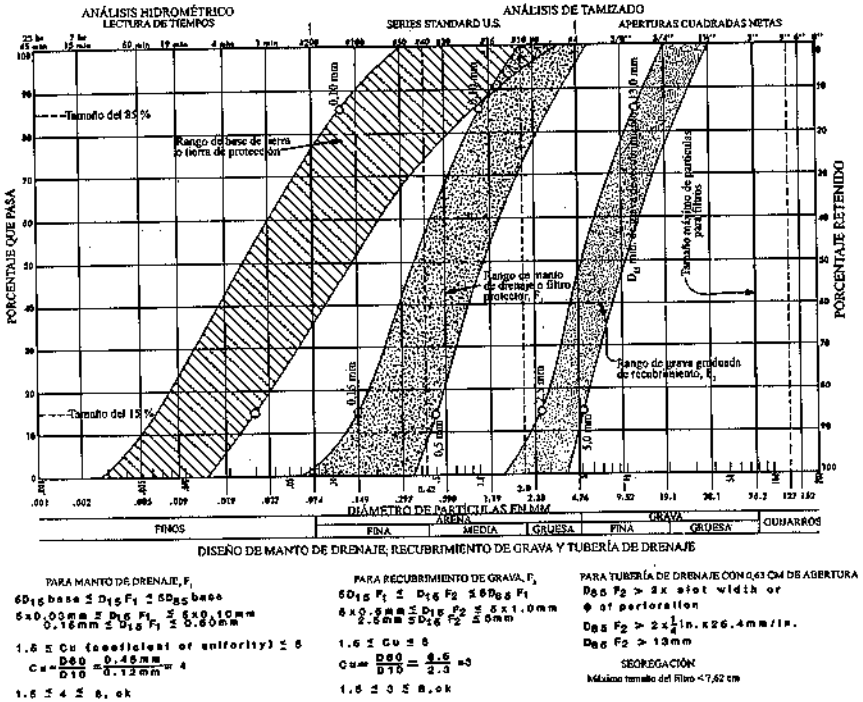


Figura 6-24.-Diseño típico de filtros. 103-D-1828

k) *Pozos de drenaje.*-En muchos casos las presas están construidas sobre cimientos permeables cubiertos por un estrato. impermeable cuyo espesor es tal, que no hay peligro de que se produzcan tubos de filtración, sifonamiento o erosión interna. Teóricamente el sifonamiento se produce cuando la subpresión a cierto nivel de los cimientos, en las proximidades del pie de presa de aguas abajo, iguala a la presión ejercida por la combinación del peso del suelo y del agua que está por encima de él. Para el caso normal en que el nivel de aguas abajo esté al nivel del terreno, la subpresión (en altura de agua) en el punto en cuestión será igual a la profundidad, *d*, del punto por debajo del nivel del terreno, más la carga de agua del embalse, menos la pérdida de presión debida a la filtración a

UDHCONECTA.COM

través del cimiento hasta el punto. La presión ejercida por el peso del suelo y el agua es igual al producto del peso unitario del suelo saturado, por la profundidad hasta el punto considerado. Si el espesor del estrato impermeable es igual a la altura piezométrica del embalse, h, la subpresión debajo del estrato no puede sobrepasar el peso del estrato. Esto es debido a que el peso del suelo saturado es igual, aproximadamente, a dos veces el peso del agua y para $h=d$:

$$(2\gamma_w)\,(d)\,(1) = (h+d)\,\gamma_w \qquad (3)$$

dicho de otro modo presión ejercida por el suelo saturado igual a subpresión.

En la realidad siempre existe una apreciable pérdida de carga debida al rozamiento; por lo tanto, el valor, h, en la ecuación (3) es demasiado grande, y la subpresión será menor que la presión ejercida por el suelo. Por lo tanto, si el espesor del estrato impermeable superior es igual a la carga de agua del embalse, puede considerarse que existe un apreciable coeficiente de seguridad contra el sifonamiento. En este caso no es necesario disponer, por este concepto, ningún dispositivo en los cimientos. En caso contrario se recomienda algún dispositivo preventivo. Si el estrato superior impermeable es menor que, h, pero es demasiado profundo para construir zanjas de drenaje, o si la parte permeable está estratificada, se recomienda la construcción de pozos de drenaje.

Las condiciones necesarias para que un sistema de pozos sea efectivo son:

1) Deben alcanzar en el cimiento permeable que está debajo de la capa impermeable superior, una profundidad tal que la acción combinada del espesor del estrato impermeable y del drenado sea suficiente para proporcionar estabilidad contra las presiones que actúan debajo de la capa impermeable. La profundidad de los pozos debe ser, en general, igual a la altura de la presa.

2) Estar situados de forma que intercepten la filtración y reduzcan la subpresión hasta límites aceptables.

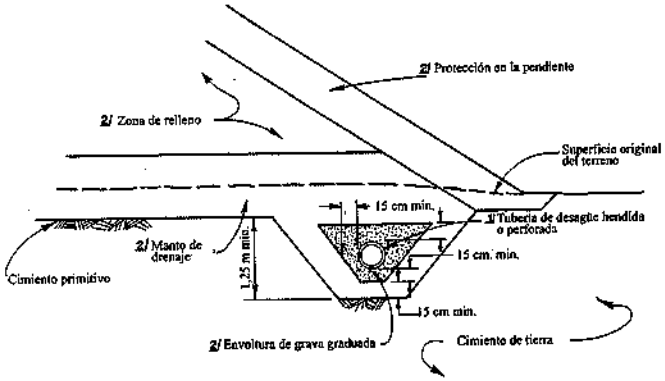
3) Ofrecer poca resistencia a la filtración y al desagüe.

4) Estar proyectados de forma que no se inutilicen debido al taponamiento o a la corrosión.

El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos ha realizado extensos programas de investigación en el proyecto e instalación de pozos de drenaje. El resultado de estos estudios se publicó en una serie de artículos excelentes [32, 33, 34, 35]. Se aconseja al lector que quiera conocer los métodos teóricos de proyecto que consulte estas referencias.

El espaciamiento de los pozos se basa normalmente en el criterio personal debido a la falta de información detallada en el caso de pequeñas presas. Este procedimiento es aceptable siempre que se tomen las medidas necesarias, para instalar pozos adicionales, después que se haya construido la presa, al primer signo de presiones excesivas. Cuando los estratos permeables tienen coeficientes de permeabilidad altos, habrá más agua en el pie de la presa que en el caso de que los coeficientes de permeabilidad fueran menores. Se sugiere un espaciamiento comprendido entre un mínimo de 7,5 metros para los cimientos más permeables y un máximo de 30 metros para los menos permeables.

La experimentación ha demostrado que el diámetro de los pozos no debe ser menor de 15 centímetros para que exista filtración, aún con poca presión. Se recomienda construir un filtro con un espesor mínimo de 15 centímetros que cumpla los criterios previamente establecidos (apartado 6.10(i)), y que la relación entre el D_{85} del filtro al tamaño de la abertura de la pantalla sea mayor de 2.



1/ Existen muchas tuberías de drenaje apropiadas en el mercado. Los requisitos son durabilidad adecuada y resistencia. No debe usarse tuberías colocadas con las juntas abiertas. Las especificaciones de las hendiduras o perforaciones se encuentran en la sección 6.10 (j)

2/ Los criterios del filtro y del material adyacente se encuentran en la sección 6.10 (i).

Figura 6-25.-Instalación de un drenaje de pie de presa típico.



Figura 6-26.-Construcción de un drenaje de pie de presa en la Presa de Calamos, Nebraska. P801-D-81041

UDHCONECTA.COM

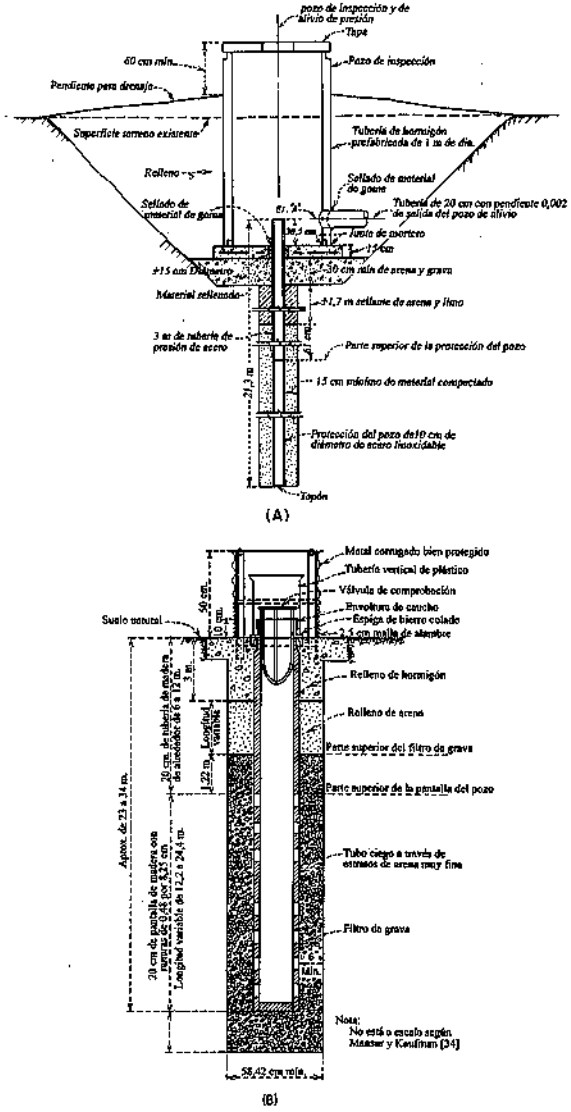


Figura 6-27. Pozos de drenaje y accesorios. 288-D-2485

En la figura 6-27 se muestran ejemplos de pozos. La figura 6-27 (A) muestra el pozo de reducción de presión utilizado por el Bureau of Reclamation para reducir las presiones de filtración en la Presa de Red Willow en Nebrasca. La pantalla perforada de acero inoxidable de 10 cm está rodeada por al menos 15 cm de material de filtro y sellada en su parte más alta con una mezcla de arcilla-limo impermeable para prevenir que el agua salga de la tubería. La tubería de 106 cm de hormigón prefabricado de inspección del pozo, permite una fácil inspección del mismo y un espacio adecuado para el mantenimiento necesario. El agua se lleva a través de una tubería de salida de 20 cm a un colector de drenaje a lo largo del pie de la presa.

La figura 6-27(B) muestra un pozo de reducción de presión desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros [34, 35] para usarlo en el aluvial junto al dique del Río Misisipi. El pozo consiste en una pantalla de madera, una tubería a presión de madera, un filtro de grava, relleno de arena, y un relleno de hormigón para sellarlo cerca de la superficie. Hoy día, se hubiera utilizado acero inoxidable, plástico, tubería a presión y pantalla de fibra de vidrio en lugar de madera, pero la figura ilustra adecuadamente los componentes del pozo. El diámetro interior de la tubería a presión y la pantalla es de 20 cm, y las ranuras de la pantalla tienen una anchura de 0,5 cm y una longitud de 8,25 centímetros de largo; el fondo de la pantalla del pozo está cerrado con un tapón de madera. Se utilizó un cable galvanizado de calibre 6 espaciado 7,6 cm para recubrir la tubería. Se utilizó el método de "rotación inversa" para taladrar los agujeros. Este método es excelente para instalar este tipo de pozos porque el material se extrae mediante una tubería de succión, que ayuda a evitar el sellado de las capas permeables. Las paredes se mantienen en su posición por las presiones hidrostáticas que actúan en contra de la fina capa del material granular del suelo que forma las paredes, creadas al mantener constante la altura del agua en el agujero varios metros por encima del nivel freático. En [35] se recoge información adicional del procedimiento de construcción de pozos.

Otro método de instalación consiste en la hinca de un entubado del tamaño apropiado hasta la profundidad necesaria y la eliminación del material por lavado. El conjunto de la instalación formado por la pantalla y el tubo se baja dentro de la armazón y se colocan adecuadamente. Entonces se coloca el filtro en capas de 15 a 20 centímetros y se retira el entubado una cantidad parecida. Este proceso se repite hasta que el filtro esté a algunos metros sobre el extremo superior de la pantalla. A partir de este punto se coloca un relleno impermeable u hormigón para evitar la filtración a lo largo de la capa exterior del tubo; después de su instalación, deben limpiarse y bombearse para eliminar el suelo fino que se haya adherido. Deben inspeccionarse periódicamente y, en caso que sea necesario, ser limpiados.

Los pozos, como cualquier otro sistema de drenaje, tienen algunas limitaciones. Un caudal elevado de filtración necesitaría un elevado número de pozos. En este caso puede ser conveniente construir una capa impermeable aguas arriba de la presa, en zonas que permiten el paso del agua a los estratos permeables, para reducir dicho caudal.

Puesto que el proyecto y la instalación de pozos de drenaje requieren unos conocimientos especiales y una elevada calidad de construcción para obtener resultados satisfactorios y además cuidados de conservación, se recomienda que se usen únicamente para presas pequeñas, cuando no se puedan utilizar otros métodos de control de la filtración.

6.11. Proyecto de cimentaciones en arenas y gravas.

a) *Generalidades.*-Uno de los criterios (b) para el proyecto de presas de tierra dados en el apartado 6.5, requiere que se controle el caudal de filtración a través del cimiento y estribos de forma que no se produzcan erosiones internas

UDHCONECTA.COM

y que no haya derrumbamientos en la zona en que emerge la filtración. El criterio también requiere que se controle la cantidad de agua perdida por filtración de forma que no afecte a las necesidades del proyecto. El apartado 6.6 muestra el camino a seguir en el proyecto de cimientos para pequeñas presas, y que consiste en una generalización de la naturaleza del cimiento en lugar de una exploración detallada y el establecimiento de procedimientos menos teóricos que los utilizados en presas más grandes. En el apartado 6.6 también se indican precauciones a tomar en contra del uso de estos procedimientos para casos anormales, donde no son adecuados los procedimientos basados en el criterio propio y la experiencia.

El propósito de esta sección es indicar la forma de aplicar los tratamientos de cimientos a ejemplos específicos. Para ello se dividen los cimientos permeables en los siguientes casos:

Caso 1º. El cimiento permeable está al descubierto.

Caso 2º. El cimiento permeable está cubierto por un estrato impermeable, cuyo espesor puede variar desde unos pocos metros hasta una profundidad considerable.

En ambos casos el cimiento permeable puede ser relativamente homogéneo, o puede estar muy estratificado con estratos menos permeables, de forma que la permeabilidad horizontal sea muchas veces mayor que la permeabilidad vertical. La estratificación puede influir en la elección del método adecuado para el tratamiento de los cimientos.

La elección del tratamiento adecuado para un cimiento del Caso 2, depende del espesor del estrato impermeable superior. Hay que considerar las tres condiciones siguientes, dependiendo del espesor de la capa impermeable superior:

(1) Si la capa impermeable tiene únicamente un metro de espesor o menos, puede suponerse que será ineficaz para evitar la filtración, puesto que un estrato superficial de poco espesor normalmente no tiene la densidad necesaria para ser impermeable y además porque generalmente tiene un gran número de aberturas. También existe la posibilidad que se penetre en la capa durante la construcción de la presa, o el llenado del embalse, o se pinche por una presión hidrostática repentina en la superficie de la capa. Por lo tanto, un estrato superior muy delgado tendrá poca influencia en el proyecto de la cimentación. Se utilizarían zanjas de drenaje o pozos cercanos al pie de la presa para penetrar en las capas continuas y reducir la subpresión.

(2) Si la capa impermeable tiene un espesor superior a un metro pero menor que la altura del agua del embalse: este tipo de cimentación se suele tratar con zanjas de drenaje o pozos cercanos al pie de la presa, para penetrar la capa impermeable y reducir las subpresiones. En las zonas aguas arriba del embalse cercanas a la presa la capa natural impermeable puede reducir la filtración. Si se va a considerar, debe de evaluarse cuidadosamente su validez.

(3) Si el espesor del estrato de la capa impermeable sobrepasa la altura del agua del embalse, puede considerarse que no hay problema en cuanto a filtración o a subpresiones se refiere según se demostró en la ecuación (3) del apartado 6.10(k).

El tratamiento de las capas impermeables de arcillas y limos se trata en el apartado 6.12.

b) *Caso 1º. Cimiento permeable de poca profundidad.*-El tratamiento necesario para este tipo de cimientos[6], se indica en la figura 6-28(A). Es necesario construir una zanja de impermeabilización que llegue hasta el estrato impermeable, ya que es el medio más adecuado para evitar que se produzcan pérdidas excesivas por filtración y la posibilidad de sifonamientos. Si el estrato es roca, puede ser necesario inyectar para controlar la filtración. No se necesita una capa de drenaje horizontal si la capa permeable a poca profundidad puede actuar como filtro y proporciona una adecuada capacidad de drenaje. Por ejemplo, si la parte de aguas abajo del dique está construida con arena y grava con granulometría similar a la del cimiento, el filtro indicado en la figura 6-18(A) puede no ser necesario. Se suelen utilizar capas de drenaje horizontales que cumplan los requisitos de filtros cuando existen las condiciones siguientes:

[6] El término poco profundo implica que la profundidad es aproximadamente igual o menor que la altura de la presa. Esta definición informal no se puede aplicar cuando la altura de la presa excede los 15 m.

(1) La presa es homogénea o la capa de protección aguas abajo es de roca

(2) La permeabilidad de la cimentación es cuestionable

(3) Si existe la posibilidad de sifonamiento, tanto desde la presa a la cimentación o de la cimentación a la zona aguas abajo de la presa.

(4) La cimentación es estratificada.

También puede ser necesario un filtro en la parte aguas abajo de la zanja de drenaje y la zona impermeable para prevenir el sifonamiento.

Si la parte aguas abajo de la presa es de roca, debe de hacerse una capa de drenaje para prevenir sifonamiento desde la cimentación. Debe de extenderse de la pendiente aguas abajo de la presa, como se muestra la figura 6-28(A). Si la presa es homogénea, debe de construirse una capa horizontal de drenaje para asegurarse que la línea de filtración (línea freática) a lo largo de la presa se reducirá y se aumentará la estabilidad de la sección; sin embargo, la necesidad de esta capa no se extiende más cerca del centro de la persa a menos de una distancia Z + 1,5 m. En el apartado 6.18(d) se indica la extensión necesaria de un filtro para una presa de tierra homogénea. Los drenajes de pie de presa deben de ser construidos para llevar el exceso de filtración y mantener el pie de aguas abajo de la presa seco.

Si la cimentación poco profunda es estratificada, similar a la mostrada en la figura 6-29, se debe construir una zanja de drenaje. Las capas de drenaje horizontales son beneficiosas para cimentaciones estratificadas, especialmente si la capa superior es impermeable o dudosamente permeable. Como se ha indicado más arriba, se puede necesitar inyectar si el estrato base es de roca o muy permeable. En el apartado 6.11 (d) se estudian las cimentaciones muy estratificadas.

Cuando las condiciones, como la falta de material impermeable, las estaciones de construcción sean cortas, el clima húmedo, y grandes costes de desembalse, llevan a evitar el uso de pantallas tipo zanja y se construyen otros tipos de barreras impermeables. Estos métodos incluyen tablestacas, inyecciones aluviales, cortinas de cemento o de inyección a presión, una pantalla de hormigón y una zanja con lechada. Si se utiliza uno de estos métodos, debe de consultarse a un ingeniero especializado.

c) *Caso 1º. Cimientos permeables de profundidad media.* Se considera que una cimentación está a una profundidad media cuando la distancia a la capa impermeable es muy grande para una zanja, pero puede ser alcanzada de forma económica por otro tipo de pantalla. El que una pantalla sea económica depende de tres factores:

(1) El efecto filtración, a través del cimiento, en la estabilidad de la presa

(2) El coste económico del agua perdida por la filtración a través del cimiento.

(3) Si el tratamiento de la cimentación como se indicó en el Caso 1 (Cimientos permeables a poca profundidad) (ver apartado 6.11(d)) es más económico.

Si se decide que se requiere un tratamiento como cimentación a profundidad intermedia,

UDHCONECTA.COM

están disponibles los siguientes métodos para construir una pantalla:

- Tablestacas
- Pantallas de cemento o inyección a presión
- Zanjas de lechada
- Inyección aluvial
- Muro pantalla de hormigón

Si se utiliza uno de estos métodos, un ingeniero experimentado debe de supervisar el proyecto y la construcción de toda la presa. En la figura 6-43 se indica el mínimo núcleo impermeable B, para un dique heterogéneo construido sobre una cimentación permeable; es también el mínimo que puede emplearse con este tipo de proyectos. El tratamiento de la cimentación profunda se muestra en la figura 6-28(B). Como se comenta en el apartado 6.11 (b), estos tratamientos pueden ser necesarios en climas muy húmedos, con estaciones de construcción muy cortas, con escasez de materiales impermeables para la construcción de la capa aguas arriba, etc., porque impiden el uso de una zanja de drenaje.

d) *Caso 1º. Cimientos permeables de gran profundidad.*- En general el problema de los cimientos permeables a gran profundidad es determinar el ratio de permeabilidad horizontal vertical. Si puede hacerse, pueden hacerse las líneas de filtración con gran precisión, cuantificar correctamente las cantidades de filtración, y tomar las medidas de drenaje adecuadas. Como este ratio es difícil de determinar, deben de hacerse asunciones generales relativas a la homogeneidad de la capa permeable. Deben de hacerse planes de contingencia para el caso de que la capa permeable sea mucho más grande de lo que se esperaba o si la cimentación contiene capas finas con una permeabilidad mucho mayor que la media.

En la figura 6-28 (C) se indica el tratamiento general para una cimentación permeable que es demasiado profunda para construir un tablestacado o una pantalla. Si se necesita reducir la pérdida de filtración hasta límites tolerables, se coloca una capa aguas arriba. Si la zona de aguas arriba es permeable, la capa debería extenderse de forma que se una con el núcleo central impermeable.

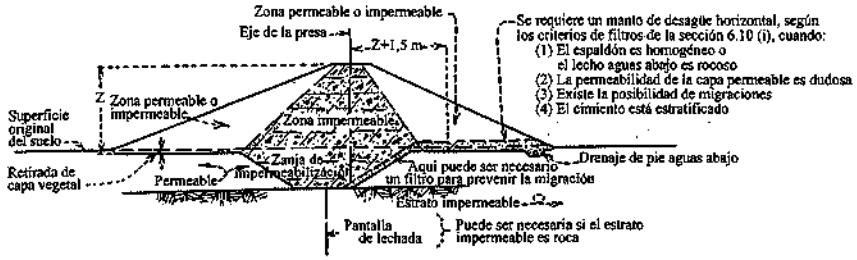
La mínima zona impermeable recomendada para utilizar con espaldones heterogéneos sobre cimentación permeable profunda es el núcleo B, mostrado en la figura 6-43. La zanja principal se utiliza para interceptar las áreas críticas del cimiento y debe de localizarse aguas arriba del eje de la coronación.

Para evitar problemas de estabilidad en la cimentación provocados por la filtración debe asegurarse que se mantiene un espesor adecuado sobre los cimientos permeables en toda la superficie del valle. En la figura 6-23 se sugieren requisitos de dimensiones de longitud y espesor para la sección aguas abajo. Deben tomarse diversas secciones transversales a lo largo del eje del dique para asegurar que se coloca el material adecuado en la sección más crítica.

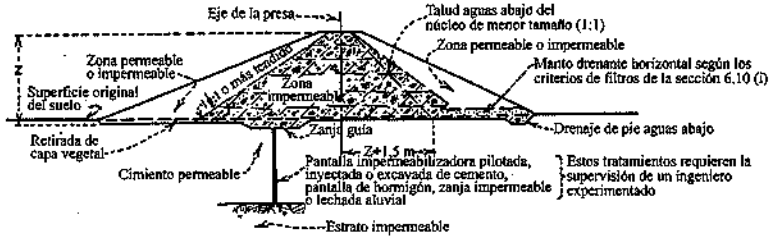
Si se utiliza una sección homogénea, se necesita colocar una capa de drenaje horizontal para recoger la filtración de la cimentación y reducir la altura de la línea freática en la presa. También debe de utilizarse una capa de drenaje horizontal en una zona permeable aguas abajo cuando exista la posibilidad de sifonamiento. La capa de drenaje debe de cumplir los criterios de filtros presentados en el apartado 6.10(i).

Los drenajes al pie de la presa se utilizan para recoger la filtración, transportarla al canal aguas abajo, y evitar la existencia de áreas húmedas en el pie de la presa.

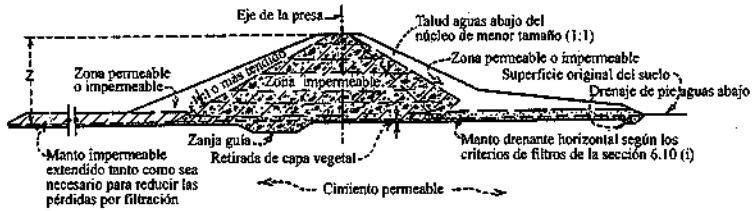
Si la permeabilidad es tan grande como para provocar una gran filtración, charcos, o agujeros en el pie aguas abajo, entonces, puede ser necesario utilizar zanjas de drenaje, pozos, extender el pie de la presa o construir una capa en la zona aguas abajo con filtros permeables que cumplan los criterios de filtros dados en el apartado 6.10(i), para poder controlar la situación.



(A) CIMENTACIÓN PERMEABLE POCO PROFUNDA



(A) CIMENTACIÓN PERMEABLE DE PROFUNDIDAD MEDIA

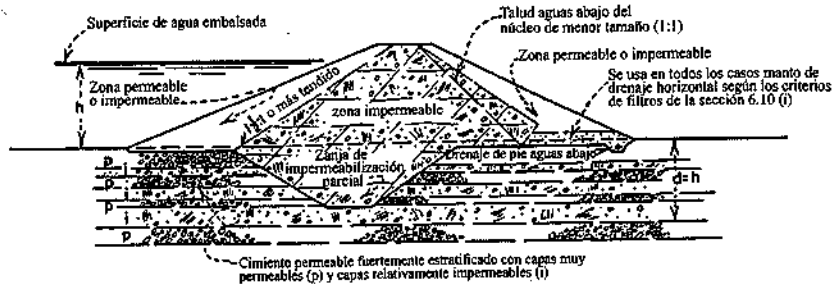


(A) CIMENTACIÓN PERMEABLE PROFUNDA

NOTA: Los criterios de filtros enumerados en la sección 6.10 (i) empleados entre la zona impermeable y cualquier zona aguas abajo o un filtro adecuadamente diseñado deben ser colocados en (A), (B) y (C)

Figura 6-28.-Tratamiento del caso 1. Cimiento permeable en superficie. 288-D-2486

UDHCONECTA.COM



NOTAS: (1) Si el cimiento estratificado es poco profundo, debe usarse una zanja de impermeabilización
(2) Pueden requerirse pozos de alivio de presión para los cimientos profundamente estratificados
(3) Por otra parte debe proporcionarse un filtro según los criterios dados en la sección 6.10 (i) aplicados entre la zona impermeable y cualquier zona o capa de cimiento aguas abajo.

Figura 6-29.-Tratamiento de cimientos estratificados. 288-D-2487

En las cimentaciones estratificadas profundas, se necesita un tratamiento distinto. Este tipo de cimentación consiste en capas alternativas de material permeable e impermeable y generalmente se trata como si se construyera una zanja pantalla parcial. La profundidad de esta zanja parcial debe ser tal que cumpla que la profundidad total combinando la zanja pantalla parcial y la capa impermeable sobre la que se apoya no sea menor que la altura del embalse. En la figura 6-29 se muestra el tratamiento típico de las cimentaciones estratificadas. En esta figura, *d* debe de ser igual o mayor que *h*. (Notar que *d* es la profundidad de la capa permeable más superficial que no es cortada por la zanja. No es la profundidad de la zanja pantalla parcial). Si se cumple este requisito, la cimentación debe de ser estable frente a las presiones de sifonamiento que pueden existir en la capa permeable más superficial que no está cortada por la zanja (ver ecuación (3)).

Hay que utilizar una capa de drenaje horizontal que cumpla los criterios de filtros con cimientos estratificados, en el caso de que la zona de la presa aguas abajo sea impermeable o los requisitos contra el sifonamiento no se cumplen por la capa permeable anterior. También hay que usar drenajes en el pie de la presa. Otras medidas de drenaje, como los pozos, pueden ser necesarias si existen subpresiones bajo el pie de aguas abajo de la presa y no se detectan hasta el llenado del embalse.

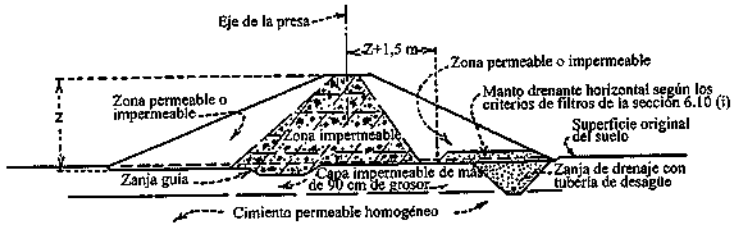
e) *Caso 2º. Cimientos permeables.*-En el caso de una cimentación permeable cubierta por una capa impermeable, el tipo de tratamiento depende del espesor y de la impermeabilidad de la capa que cubre la zona permeable y de la permeabilidad de la capa sobre la que está.

Si el estrato tiene un espesor menor que un metro, puede ignorarse su efecto por la variación del espesor cerca de la presa y la posibilidad de una perforación durante la construcción de la presa o su rotura durante el llenado. En este caso, la cimentación debe de proyectarse como el caso 1: cimentación permeable al descubierto, poco profunda (apartado 6.11(b)) o profunda (apartado 6.11(d)).

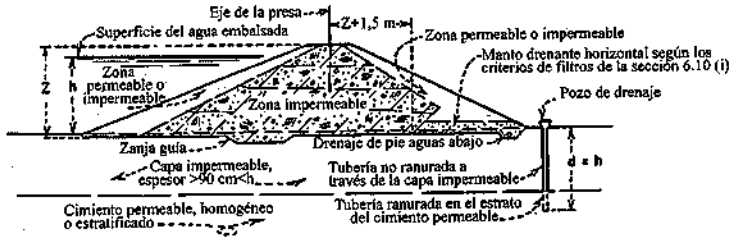
Si hay una capa impermeable con un espesor superior a un metro y menor que la carga hidráulica puede asumirse que actúe como una capa impermeable si el espesor, continuidad, cualidades impermeables y la distancia aguas

arriba del depósito natural se hayan comprobado cuidadosamente. Es necesario compactar la capa impermeable con un rodillo pesado. Si no es posible evaluar correctamente si el cubrimiento aguas arriba es adecuado, debe de asumirse que la capa natural no es suficientemente grande o impermeable para evitar la filtración o provocar una pérdida de carga en el agua que entra en la capa permeable. Deben tomarse medidas para reducir las subpresiones en el pie aguas abajo de la presa y eliminar la filtración.

Si la capa inmediatamente inferior es relativamente homogénea y la capa superior impermeable es relativamente delgada, la capa superior debe de ser completamente perforada por una zanja de drenaje, como se muestra en la figura 6-30. Esto aliviará las subpresiones que se desarrollan en la capa impermeable. Puede ser necesario zanjas de drenaje adicionales después de la construcción si la subpresión excesiva todavía existe o la filtración es muy grande. Cuando la capa superior impermeable es muy profunda para perforarla de forma económica con una zanja de drenaje, deben de usarse pozos (apartado 6.10(k)) a lo largo del pie aguas abajo, como se muestra en la figura 6-30(B). Es difícil de determinar el correcto espaciado de los pozos, principalmente por la inexactitud en la estimación del estrato permeable. Los pozos se suelen espaciar unos 15 a 30 metros del proyecto inicial, y entonces se instalan pozos adicionales si el análisis de la filtración después de la construcción lo necesita.



(A) CAPA SUPERIOR IMPERMEABLE ATRAVESADA POR LA ZANJA DE DRENAJE



(B) POZOS DE DRENAJE

NOTA: Los criterios de filtros enumerados en la sección 6.10 (i) empleados entre la zona impermeable y cualquier zona aguas abajo o un filtro adecuadamente diseñado deben ser colocados en (A) y (B)

Figura 6-30.-Tratamiento del Caso 2. Cimientos permeables cubiertos. Con capas impermeables superiores de espesor mayor de 1 metro y menor que la altura del embalse. 288-D-2488

UDHCONECTA.COM

Tabla 6.2.-Tratamiento de cimientos permeables.

Figura	Espesor de la capa impermeable superior	Espesor total de la cimentación	Condición del material permeable	Dispositivo principal para el control de la filtración	Condiciones adicionales (además del cajeado)
Caso 1: Cimiento permeable en superficie					
6-28(A)	Ninguno	Superficial	Homogéneo	Zanja de impermeabilización	Drenaje de pie de presa Puede necesitarse filtros de drenaje horizontal Puede necesitarse lechada
6-28(C)	Ninguno	Profundo	Homogéneo	Manto impermeable aguas arriba	Núcleo de gran tamaño Puede necesitarse filtros de drenaje horizontal Zanja principal Drenaje de pie de presa
Caso 2: Cimiento permeable cubierto					
6-28(A)	≤0,9 m	Superficial	Homogéneo	Tratar como en el caso 1: Cimiento permeable expuesto (superficial)	
6-28(C)	≤0,9 m	Profundo	Homogéneo	Tratar como en el caso 1: Cimiento permeable expuesto (profundo)	
6-28(A)	>0,9 m < altura del embalse	Superficial	Homogéneo	Tratar como en el caso 1: Cimiento permeable expuesto (superficial)	
6-30(A) o (B)	>0,9 m < altura del embalse	Profundo	Homogéneo	Zanja de drenaje o pozos de alivio de presión Capas impermeables aguas arriba	Zanja principal Compactación de la capa aguas arriba
> embalse No se requiere tratamiento como en los cimientos permeables					
Cimientos estratificados					
6-28(A)	No importante	Superficial	Estratificado	Zanja de impermeabilización	Manto de drenaje horizontal que cumplan los criterios de filtro Drenaje en el pie Puede necesitarse lechada
6-29	No importante	Profundo	Estratificado	Zanja de impermeabilización parcial	Manto de drenaje horizontal que cumplan los criterios de filtro Drenaje en el pie Pueden ser necesarios pozos de alivio de presión

Cuando la presa es homogénea o cuando la zona aguas abajo tiene una permeabilidad cuestionable, se construye una capa de drenaje horizontal como se muestra en la figura 6-30. Esto se hace para (1) reducir la altura de la línea de filtración a través de la presa, (2) proporcionar un drenaje adecuado, (3) eliminar el sifonamiento de la presa. Las capas deben de extenderse del pie aguas abajo a una distancia de Z+ 1,5 m del eje.

Las cimentaciones estratificadas deben de ser tratadas como se comenta en los apartados 6.11(b) y (c) y como se muestra en al figura 6-29.

f) *Resumen de los Tratamientos de Cimientos permeables.*-La tabla 6-2 es un resumen de los tratamientos recomendados para varias condiciones de cimientos permeables. Los cimientos se suelen dividir entre poco o muy profundos porque son claramente las condiciones generalmente que más se encuentran. Sin embargo, si la cimentación es de profundidad media, se necesitan métodos de construcción, los cuales deben de ser supervisados por un ingeniero con experiencia. Los cimientos de profundidad intermedia se comentan en el apartado 6.11 (c). Los tratamientos para las cimentaciones poco y muy profundas, tanto superficiales como cubiertos, se estudian en detalle en los apartados 6.11(d) y (e).

6.12. Métodos para el tratamiento de los cimientos de limo y arcilla.

a) *Generalidades.*-Las cimentaciones en suelos con gran cantidad de finos son lo suficientemente impermeables, para excluir la necesidad de colocar dispositivos para evitar la filtración y el sifonamiento. Sin embargo, como se ha indicado anteriormente, las capas de drenaje-filtro inclinadas y horizontales proporcionan una buena protección frente a condiciones geológicas desconocidas, roturas, suelos expansivos y defectos de proyecto y construcción. Las presas puramente homogéneas no son ya recomendables, excepto para las estructuras menos importantes. Las capas de drenaje-filtro deben de cumplir los criterios del apartado 6.10(i). El principal problema en este tipo de cimentación es la estabilidad. Además del evidente peligro de rotura por deslizamiento de los cimientos de limos y arcillas saturados, el proyecto debe de tener en cuenta el efecto de la saturación en los cimientos de la presa y estructuras anexas.

Los métodos de tratamiento de los cimientos dependen del tipo del suelo, la saturación de la capa freática y el estado de compactación del suelo. Para suelos saturados de granulometría muy fina (incluyendo las arenas que contiene suficientes finos para ser impermeables), el ensayo de penetración estándar, indicado en el apartado 5.32(b) nos dará una medida aproximada de su densidad y relativa consistencia. Sin embargo, no se puede confiar en este ensayo en suelos de granulometría fina situados por encima de la capa freática, especialmente en suelos muy secos cuya resistencia a la penetración es elevada, aunque su densidad sea baja. En estos suelos puede determinarse el estado de compactación por medio del ensayo de densidad "in situ", descrito en el apartado 5.47.

b) *Cimientos saturados.*-Cuando los cimientos de una presa de tierra están formados por suelos muy finos o arenas impermeables saturadas, su capacidad para resistir el esfuerzo cortante impuesto por el peso del terraplén puede determinarse por la clasificación del grupo de suelos y por medio de su consistencia relativa. Los suelos que nunca han estado sometidos a cargas geológicas mayores que las que soportan actualmente, se denominan suelos normalmente consolidados. Estos suelos son relativamente débiles comparados con los estratos consolidados por cientos de metros de hielo o suelo, que posteriormente han desaparecido. Los depósitos en lagos antiguos que han experimentado ciclos de secado e inmersión, tienen a menudo las características de suelos preconsolidados, debido a que las fuerzas capilares los han consolidado por "desecación". Los suelos que han sido preconsolidados, se reconocen por su gran

UDHCONECTA.COM

resistencia a la penetración, que normalmente es superior a veinte golpes por pie (30,5 cm.): proporcionan cimientos satisfactorios para presas pequeñas. Por otra parte, la presencia de limos y arcillas blandas no consolidadas representadas por una resistencia a la penetración menor de cuatro golpes por pie (30,5 cm.), indica la necesidad de un muestreo especial, ensayos de laboratorio y los consejos de especialistas. En la identificación del suelo y determinación de su resistencia a la penetración, puede emplearse el ensayo de penetración estándar; esto servirá para delimitar los cimientos saturados, en los que pueden utilizarse los métodos aproximados usados en este texto y obtener los valores aproximados necesarios para el proyecto.

Para suelos sin cohesión, la densidad relativa D_d, es igual a $(e_{max}-e)/(e_{max} - e_{min})$ (véase el apartado 5.49(f)), y se sabe que está relacionada con la resistencia del material. Para los suelos cohesivos saturados existe una propiedad similar, la consistencia relativa C_r, $C_r = (LL - w)/(LL - PL) = (e_{LL} - e_W)/(e_{LL} - e_{PL})$. Cuando el contenido de agua es igual a su límite líquido ($C_r = 0$), la cohesión, C_{LL}, de todo suelo saturado remoldeado es de 14 gramos por centímetro cuadrado, y la resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse por la ecuación de Coulomb:

$$S_{LL} = 14 \text{ gr/cm}^2 + \bar{\sigma} \text{ tag } \phi_s \qquad (4)$$

El valor de la tangente de ϕ_s, puede obtenerse por un ensayo "lento" de resistencia al corte con suelos saturados, partiendo del límite líquido. En estos ensayos se permite el drenaje, y la presión intersticial es 0. La tangente de ϕ_s es aproximadamente igual a 0,5 incluso para las arcillas muy plásticas.

Cuando el contenido en agua es igual a su límite plástico ($C_r = 1{,}0$), la cohesión del suelo saturado varía considerablemente según el tipo de suelo, y la resistencia al esfuerzo cortante puede representarse por la ecuación:

$$s_{PL} = C_{PL} + \bar{\sigma} \text{ tag } \phi \qquad (5)$$

El valor de tag ϕ puede obtenerse del ensayo triaxial en muestras compactadas a la máxima densidad seca Proctor y con el contenido óptimo de humedad. Este valor, normalmente, es algo más pequeño que el de tag ϕ_s. El valor de la cohesión es el límite plástico, C_{PL}, puede obtenerse con ensayos similares realizados sobre suelos compactados con el contenido óptimo de humedad y saturados después. Según se explicó en el apartado 5.18 (b) para esas muestras, la ordenada en el origen de la tangente al círculo de rotura paralela a la envolvente de los círculos de Mohr, (fig. 5-13), se designa por C_{sat}. El contenido de agua correspondiente a C_{sat}, normalmente está muy próximo al límite plástico para suelos arcillosos; esto es: C_r, vale casi la unidad. Suponiendo que la cohesión varía linealmente con respecto al contenido de agua entre el límite líquido y plástico.

$$C_{PL} = \frac{C_{sat} - 14}{C_r} + 14 \text{ gr/cm}^2 \qquad (6)$$

Donde C_r es el valor correspondiente a C_{sat}.

Haciendo esta hipótesis, la ecuación de Coulomb para determinar la resistencia al esfuerzo cortante (ecuación (10)) para un suelo saturado con cualquier C_r puede escribirse de la forma siguiente:

$$s = C_{LL}(1 - C_r) + C_r C_{PL} + \bar{\sigma} \text{ tag } \phi \qquad (7)$$

El último término ($\bar{\sigma}$ tag ϕ) en la ecuación (7) representa la parte del rozamiento en la resistencia al esfuerzo cortante en cualquier punto de la superficie potencial de deslizamiento. En el caso de que no haya drenaje del cimiento impermeable, durante la construcción del dique, $\bar{\sigma}$ permanece constante. La parte debida a la cohesión, es función de C_r. Puesto que C_r no puede aumentar sin drenaje, la resistencia al esfuerzo cortante del cimiento permanece constante mientras la tensión cortante impuesta por el dique aumenta; de esta forma disminuye el coeficiente de seguridad contra el deslizamiento. Los métodos de tratamiento aplicables para condiciones son: (1) Quitar el suelo de poca resistencia al esfuerzo cortante;

(2) Drenar el cimiento para poder aumentar la resistencia durante la construcción; y (3) reducir la magnitud de la tensión cortante media a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento disminuyendo la pendiente de los taludes.

Algunas veces es posible la eliminación de los suelos plásticos de los cimientos. Los estratos delgados de suelos plásticos situados sobre material firme pueden quitarse cuando el coste de la excavación y el relleno sea menor que el coste combinado de las investigaciones especiales y el empleo de taludes más suaves. En la preparación de cimientos relativamente estables, deben quitarse las bolsas de materiales sustancialmente más compresibles o de menor resistencia media que la usual. Véase el apéndice E para el estudio de la limpieza de los cimientos.

Hay diversos casos en los cuales se han empleado drenajes verticales para facilitar la consolidación, de forma que la resistencia del cimiento aumentase conforme iba siendo cargado por el terraplén. Este tratamiento es aplicable principalmente a estructuras no hidráulicas, como por ejemplo los terraplenes para autopistas. Se requieren estudios especiales y cuidadosas medidas de precaución cuando se emplean estos drenajes en una presa de tierra, y este dispositivo no se recomienda para el caso de presas pequeñas.

La solución más práctica para el caso de cimientos de suelos muy finos saturados es suavizar los taludes del dique. Esto obliga al alargamiento de la superficie de deslizamiento, con lo que se disminuye la tensión media cortante a lo largo de esta superficie, y aumenta el coeficiente de seguridad contra el deslizamiento. La elección del talud de proyecto se estudia en el apartado 6.13.

c) *Cimientos relativamente secos.*-Los suelos de tipo impermeable no saturados se consideran generalmente como buenos para la cimentación de pequeñas presas, puesto que la presencia del aire en sus huecos permite un apreciable cambio de volumen, aumenta la tensión normal efectiva y la resistencia al esfuerzo cortante sin necesidad de drenar el agua intersticial. Esto es, para un índice de huecos determinado, un suelo impermeable tiene mayor resistencia en el caso en que no esté saturado, que cuando lo esté.

Además, los suelos no saturados presentan el fenómeno de la "cohesión aparente", que es debido a presiones capilares menores que la atmosférica entre las películas de agua que rodean las partículas del suelo. La adición de agua a estos suelos disminuye en primer lugar y después destruye la cohesión aparente cuando se alcanza la saturación. La mayor parte de los suelos son lo suficientemente densos, de forma que la reducción de la cohesión aparente debida a la saturación no producirá serias dificultades en los cimientos de pequeñas presas.

Sin embargo, hay un importante grupo de suelos que son de baja densidad y que producen grandes asientos cuando son saturados por el embalse, aunque en estado natural tengan una elevada resistencia en seco. Si no se toman las medidas adecuadas para controlar los asientos excesivos, puede producirse la rotura de la presa: (1) por asientos diferenciales que produzcan la rotura de la parte impermeable del dique y permita al embalse abrir una brecha en la presa, o (2) por un asiento tal del cimiento que produzca una disminución del resguardo y, por lo tanto, pueda producirse el rebosamiento de la presa, aunque la parte impermeable del dique se deforme sin romperse.

Estos suelos de poca densidad son típicos, pero no exclusivos, del "loess" (Termino geológico que se refiere a depósitos de limo), y son muy poco coherentes, depositados por el viento y cubren vastas zonas de diversos continentes, incluyendo Norte América. El verdadero "loess" no ha sido nunca saturado y generalmente está formado por partículas uniformes del tamaño del limo, unidas por una pequeña cantidad de arcilla. Cuando el contenido de agua es bajo, el "loess" tiene suficiente cohesión para soportar presas de

UDHCONECTA.COM

tierra de 30 metros de altura sin grandes asientos. Sin embargo, un aumento sustancial en el contenido de agua, reduce enormemente la cohesión y puede producir la rotura de la estructura suelta o no cohesiva del suelo, por las condiciones de carga impuestas por presas de solamente 6 metros de altura.

Las experiencias del Bureau of Reclamation en la construcción de presas en "loess" en el valle del río Missouri se describen, en parte, en una publicación de la American Society of Civil Engineers [36] y en una monografía del Bureau [37]. Aunque las propiedades de otros suelos de "loess" pueden diferir de las encontradas en el río Missouri, la descripción de la experiencia del Bureau puede servir como guía en otros casos.

El "loess" típico del Missouri, no perturbado, es de un color canela ligero, no está estratificado, es de peso ligero y contiene muchos agujeros de raíces y huecos Está formado, en su mayor parte, por partículas limosas ligadas con pequeñas porciones de arcilla. La configuración del loess y su granulometría aparecen indicadas en la figura 6-31; el 75 por 100 de las muestras investigadas eran "loess limosos"; el 20 por 100 "loess arcillosos" y el resto "loess arenosos". La densidad del "loess" varió desde 1.050 gramos por litro en casos poco normales, hasta 1.600 gramos por litro si había sido humedecido y consolidado, o donde había sido erosionado y vuelto a depositar.

Si el contenido natural de agua oscila alrededor del 10 por 100, la capacidad resistente del "loess" se eleva a pesar de su densidad. Hay una pequeña disminución en la capacidad resistente debida al aumento del agua hasta un 15 por 100. Los aumentos ulteriores en la humedad van acompañados de una reducción apreciable en la capacidad resistente de los "loess" de baja densidad, mientras que en los de alta densidad el aumento de la humedad tiene poco efecto.

En la figura 6-32 se han representado diversas curvas tipo de compresión para probetas de ensayo de "loess", en un diagrama que relaciona la carga y la densidad seca, para demostrar la influencia de la densidad "in situ" y la humedad en la consolidación de estos materiales. Los "loess" de baja densidad que no han sido humedecidos (curva A) se comprimen un 5 por 100 con una carga equivalente aproximadamente al de una presa de tierra de 30 metros de altura; se comprime un 10,5 por 100 adicional, sin aumento en la carga, cuando está saturado. La diferencia entre las características del "loess" de baja densidad, cuando tiene humedad natural y en condiciones de prehumedecimiento indica que pueden producirse asientos peligrosos incluso para presas de 6 metros. La figura 6-32 demuestra asimismo (curva C), que se producirá un asiento muy pequeño después de la construcción, en presas construidas en "loess" de alta densidad con poca humedad natural. Por lo tanto, es evidente que es fundamental la determinación de la densidad "in situ" y del contenido de humedad en el "loess" para el proyecto del cimiento de una presa.

El tratamiento necesario para los cimientos de "loess" de baja densidad secos, dependerá de las características de compresión del suelo. Estas características se determinan, con ensayos de laboratorio en muestras inalteradas con el contenido de humedad natural, para determinar si el asiento después de la construcción, cuando se produzca la saturación, será significativo (curva A de la figura 6-32), o de pequeño valor (curva C de la misma figura). Para presas pequeñas puede emplearse, en vez del ensayo de laboratorio, el criterio que se da en el aparatado 6.13 (b).

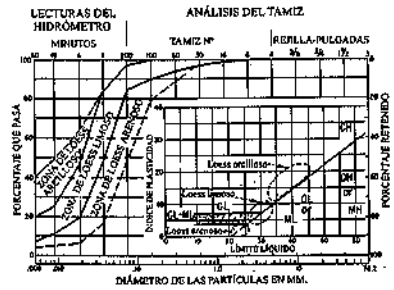
Si el cimiento de una presa pequeña no está sometido a apreciables asientos después de la construcción, debidos a la saturación, se necesita poca preparación en él. El cimiento debe de limpiarse de toda materia orgánica y construirse una zanja principal (apartado 6.6) y un drenaje de pie de presa (apartado 6.10(j)) para prevenir la saturación del cimiento en el pie de aguas abajo. Las consideraciones sobre la necesidad de utilizar capas de filtro horizontales o inclinadas se pueden ver en la figura 6.5 (C).

Si se sabe que el cimiento asentará considerablemente después de la construcción, debido a la saturación, deben de tomarse medidas para disminuir este efecto.

Si el suelo de poca densidad se encuentra en el estrato superior, puede ser económico excavar el material y sustituirlo por uno compactado. Si el estrato es demasiado grueso para ser cambiado económicamente, o si su excavación produciría la destrucción de una capa impermeable natural sobre un cimiento permeable, deben de tomarse medidas para asegurar la consolidación del cimiento durante la construcción.



(a) Loess no perturbados



(b) Curva granulométrica y límites de Atterberg. De [36]

Figura 6-31.-Configuración e identificación del loess en la cuenca del río Missouri. 288-D-2489

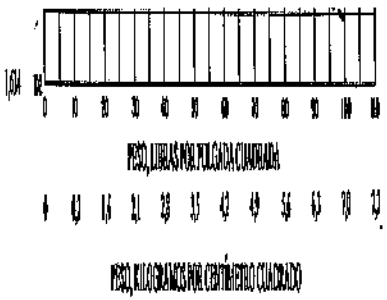


Figura 6-32.-Curvas de compresión tipo de los loes de la cuenca del río Missouri. 288-D-2490

La curva B de la figura 6-32, demuestra que los "loess" de baja densidad si se humedecen previamente, asentarán durante el período de carga. Por lo tanto puede evitarse que se produzcan asientos, después de la construcción, debido a la saturación en los "loess" de baja densidad; para ello basta con humectar previamente el cimiento con objeto de alcanzar su compactación durante el período de construcción del dique. Este método no puede emplearse a no ser que se asegure un drenaje por medio de un estrato permeable o que el depósito sea tan profundo que pueda hacerse un drenaje vertical durante la compresión de la parte superior del depósito.

Debido a su estructura especial y a los agujeros de las raíces, la permeabilidad vertical de un depósito de "loess" es mucho más elevada que la horizontal. El Bureau of Reclamation ha tenido éxito en la consolidación de cimientos de loess de poca densidad durante la construcción, con el procedimiento de humedecer previamente el cimiento, no experimentándose ninguna dificultad debida a asientos posteriores una vez lleno el embalse. En el apéndice G se incluyen las normas para la realización de este trabajo.

UDHCONECTA.COM

6.13. Proyecto de cimentaciones en limo y arcilla.

a) *Cimientos saturados.*-Las recomendaciones para el proyecto de presas pequeñas sobre suelos muy finos saturados, que se hacen en esta sección, están basadas en los resultados obtenidos de numerosos análisis de estabilización empleando diversas alturas de presas y diferentes tipos de taludes, en los rellenos estabilizadores para cada altura. Se emplearon valores medios de las propiedades de cada terraplén; y la necesaria resistencia al esfuerzo cortante, con un coeficiente de seguridad de 1,5, fue determinada suponiendo que no se efectuaba ningún drenaje durante la construcción.

Se vio que esta condición de construcción era más problemática para la estabilidad que el caso de una filtración constante o de un desembalse rápido. Además, se comprobó que el tipo de material utilizado para los taludes y los rellenos de estabilización no tenía un efecto apreciable sobre la estabilidad, la cual era función del tipo de suelo y la resistencia relativa de la cimentación saturada. Las pendientes de los rellenos de estabilización fueron determinados mediante combinaciones de suelos de cimentación de varias cohesiones y tangente de ϕ, necesarias para proporcionar el factor de seguridad 1,5 para las condiciones críticas usando el método del círculo de deslizamiento Sueco.

La figura 6-33 muestra la sección transversal recomendada en este tipo de cimientos.

La tabla 6-3 da los taludes recomendados para los rellenos estabilizadores, según cual sea el grupo de Unified Soil Clasifiaction System en que se clasificó el cimiento y para diferentes grados de consistencia. Para calcular la consistencia relativa se utilizan los golpes por pie de los ensayos estándar de penetración: Menos de 4 golpes corresponde a C_r = 0,5, de 4 a 10 golpes corresponde a C_r = de 0,5 a 0,75, de 11 a 20 golpes corresponde a C_r = de 0,75 a 1,0, más de 20 golpes corresponde a C_r = 1,0. No se dan recomendaciones para los taludes cimentados en suelos con un valor medio menor que 4 golpes por pie (30,5 cm.) en una profundidad del cimiento igual a la altura de la presa. Estos cimientos muy poco resistentes requieren muestreos y ensayos especiales, que están fuera del alcance de este texto.

Ejemplo

Incógnita:

La pendiente del relleno de estabilización para un factor de seguridad aproximado de 1,5

Datos:

Tipo de presa = Homogénea o por capas

Golpes en la cimentación de los ensayos de campo = 15

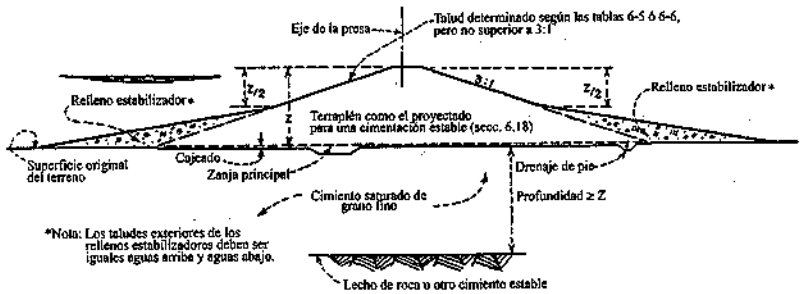
Material saturado de la cimentación = CL

Altura de la presa = 12 m (40 pies)

Solución:

De la tabla 6-3 se obtiene para resistencia "consistente" y CL, 4,5:1 para la altura de presa de 12 metros (40 pies).

b) *Cimientos relativamente secos.*-El proyecto, incluso de presas muy pequeñas sobre depósitos secos de poca densidad, debe de tener en cuenta la posibilidad de asientos producidos por saturación. Puesto que los resultados de los ensayos de penetración en estos cimientos pueden ser erróneos en gran parte, deben de realizarse ensayos del contenido natural de humedad y de densidad "in situ" en partes del depósito que se hallen por encima de la capa freática, para compararlos con los valores obtenidos en la compactación de los mismos suelos por el método Proctor. El apartado 5.47 indica el procedimiento para determinar la densidad y el contenido de humedad "in situ", y el apartado 5.49 define el ensayo de compactación de laboratorio (Proctor). Puede emplearse el método rápido de control de compactación descrito en el USBR 7240 del *Earth Manual* del Bureau [11], para determinar el porcentaje de la máxima densidad seca Proctor, que existe en el suelo natural, y la diferencia aproximada entre el contenido óptimo y el contenido de humedad "in situ".



NOTA: Las consideraciones sobre la necesidad de una capa horizontal e inclinada de filtro-drenaje se encuentran en los criterios de la sección 6.10(i).

Figura 6-33.-Proyecto de una presa sobre un cimiento de grano muy fino saturado.288-D-2491

Tabla 6-3.-Taludes recomendados para los rellenos estabilizadores de las presas sobre cimientos de arcilla y limo saturados[1]

Consistencia	Promedio de golpe por pie[2] (0,305 m) en una profundidad de cimiento igual a la altura de la presa	Tipo de suelo del cimiento[3]	Taludes para distintas altura de presa				
			15 m	12 m	9 m	6 m	3 m
Blanda	< 4	Se necesitan ensayos y análisis de suelos especiales					
Media	De 4 a 10	SM	4,5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		SC	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		ML	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CL	6,5:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		MH	7:1	5,5:1	4,5:1	3,5:1	3:1
		CH	13:1	10:1	7:1	4:1	3:1
Fuerte	De 11 a 20	SM	4:1	3,5:1	3:1	3:1	3:1
		SC	5,5:1	4,5:1	3,5:1	3:1	3:1
		ML	5,5:1	4,5:1	3,5:1	3:1	3:1
		CL	6:1	4,5:11	3,5:1	3:1	3:1
		MH	6,5:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CH	11:1	9:1	6:1	3:1	3:1
Dura	> 20	SM	3,5:1	3:1	3:1	3:1	3:1
		SC	5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		ML	5:1	4:1	3,5:1	3:1	3:1
		CL	5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		MH	5,5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		CH	10:1	8:1	5,5:1	3:1	3:1

[1] Los rellenos estabilizadores no son necesarios cuando los taludes del terraplén según las tablas 6-5 y 6-6 son iguales o menores que los indicados arriba

[2] Pruebas de penetración estándar (secc. 5.32 (b)).

[3] Sistema unificado de clasificación de suelos (secc. 5.17)

UDHCONECTA.COM

Los análisis de los resultados de 112 ensayos realizados por el Bureau of Reclamation en muestras inalteradas de suelos de cimentación indican que la densidad, el contenido de agua y la carga aplicada, influyen en la susceptibilidad de un suelo para producir grandes asientos cuando está saturado. En los ensayos se representaron los siguientes grupos de suelos: *ML*, 51 por 100; *CL*, 23 por 100; *ML-CL*, 13 por 100; *SM*, 8 por 100 y *MH*, 5 por 100.

Para las cargas que puedan producir las pequeñas presas, la figura 6-34 muestra una relación empírica entre D (densidad seca "in situ" dividida por la máxima densidad seca Proctor) y w_o-w (contenido óptimo de humedad menos contenido de humedad "in situ"). Ésta diferencia los suelos de cimientos que requieren tratamiento, de aquellos que no lo requieren. Se hicieron 70 ensayos con la primera clase y 42 con la segunda. Para cimientos de suelos no saturados que pertenecen al grupo de "los que no necesitan tratamiento", únicamente es necesaria la acostumbrada limpieza del cimiento y una zanja principal. Los suelos cuyo contenido de humedad "in situ" es considerablemente mayor que w_o, deben analizarse para determinar el grado de saturación. Si están saturados por encima del 95 por 100, se considerarán como saturados y se designarán de acuerdo con ello.

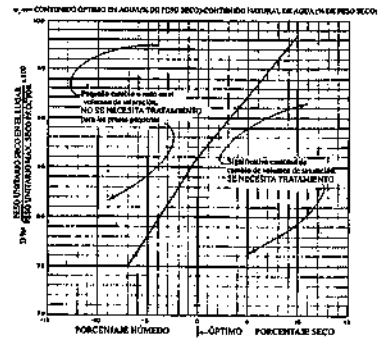


Figura 6-34.-Criterios para proyectar cimentaciones en suelos de grano fino relativamente secos. 288-D-2492

En ausencia de las instalaciones para hacer el ensayo Proctor, sólo se dispone de la densidad natural y del límite líquido, entonces otro criterio, mostrado en la figura 6-35, proporciona una indicación de la susceptibilidad del suelo a colapsar por saturación [38]. La figura 6-35 es fundamentalmente aplicable a suelos sueltos, de grano fino. La teoría se basa en el peso unitario del suelo. Si el peso unitario es lo suficientemente bajo para que los huecos sean mayores que los necesarios para mantener el contenido de humedad del límite líquido, como en el caso I de la figura 6-35, el suelo puede ser humedecido por encima de la consistencia del límite líquido y producirse el colapso del esqueleto del suelo. Por otro lado, si el peso unitario es suficientemente grande para que los huecos sean menores que los requeridos por el contenido en humedad del límite líquido, como se muestra en el caso III de la figura 6-35, el suelo no colapsará por saturación, pero alcanzará un estado plástico. Por lo tanto, los límites líquidos y los pesos secos unitarios que se dibujan por encima de la línea son el indicativo de suelos susceptibles de colapsar.

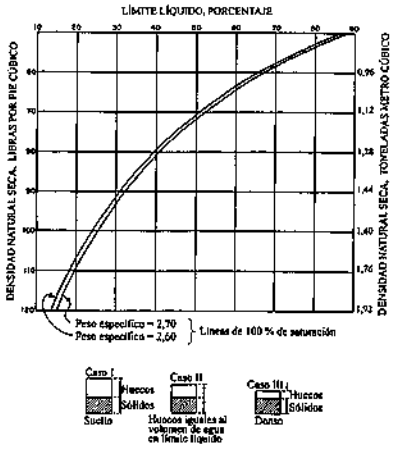


Figura 6-35.-Criterios alternativos para proyectar cimentaciones en suelos de grano fino relativamente secos. 288-D-2785

Los puntos por debajo de la línea indican suelos que sólo son susceptibles de colapsar de la forma normal causada por la carga.

El tratamiento del cimiento de la presa de Medicine Creek, es un caso típico de los resultados alcanzados por medio de la preirrigación en un cimiento de "loess". Esta estructura es una presa de tierra localizada en la zona sur-central de Nebraska, en el centro de la zona del "loess" de la cuenca del río Missouri. Según se indica en la figura 6-36 se hallaron "loess" de baja densidad en el estribo derecho de la presa, hasta una profundidad de 18 a 21 metros, con una profundidad media de 12 metros. Se obtuvieron muestras inalteradas por medio de un pozo realizado en un lugar representativo a una profundidad de 15 metros.

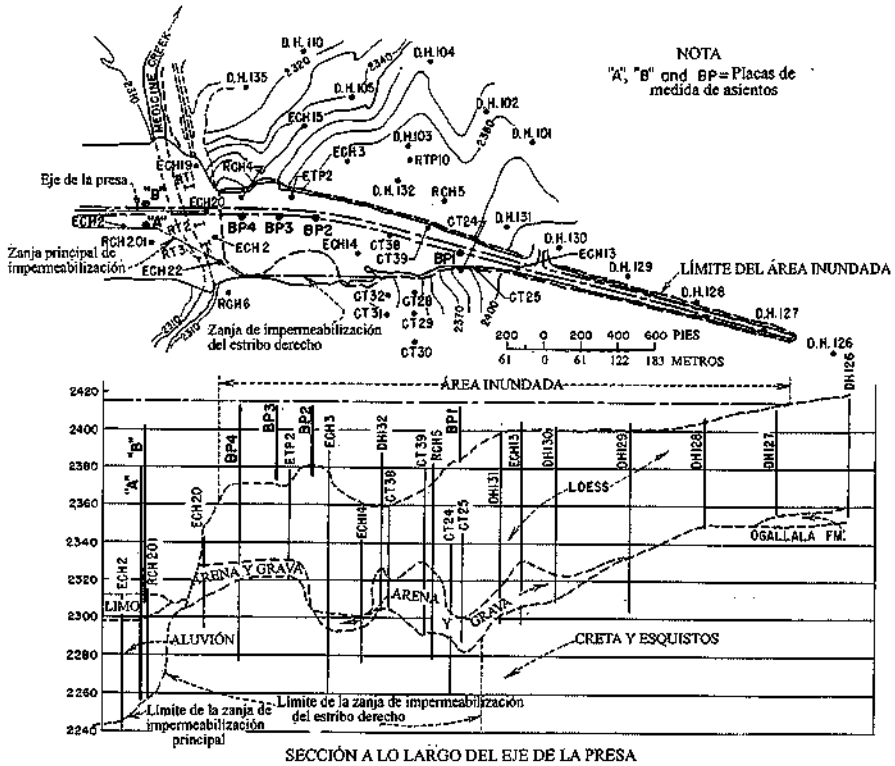


Figura 6-36.-Geología del estribo derecho de la presa Medicine Creek. Estructura de tierra en Medicine Creek, Nebraska. 288-D-2493

UDHCONECTA.COM

Tabla 6-4.-Propiedades del loess en el cimiento de la presa de Medicine Creek

Profundidad aproximada de la muestra (m)	Contenido natural de agua, w (%)	Media de w_0-w[1]	Densidad seca "in situ" (T/m^3)	Media de D, (%)[2]	Carga total (relleno mas sobrecarga) (Kg/cm^2)	Compresión para la carga total (%)	
						Humedad natural	Después de saurada
1,5	8,8	7,4	1,265	75	1,76	8,4	10,9
5,2	9,7	6,5	1,232	74	2,32	1,3	9,1
5,8	9,6	6,6	1,296	77	2,43	1,0	3,9
15,25	6,6	8,7	1,471	83	3,87	1,5	6,5

[1] w_0-w= Contenido óptimo de humedad para la máxima densidad seca Proctor menos contenido natural de humedad

[2] $\%D = \frac{Densidad\ seca\ "in\ situ"}{Densidad\ máxima\ seca\ Proctor} x100$

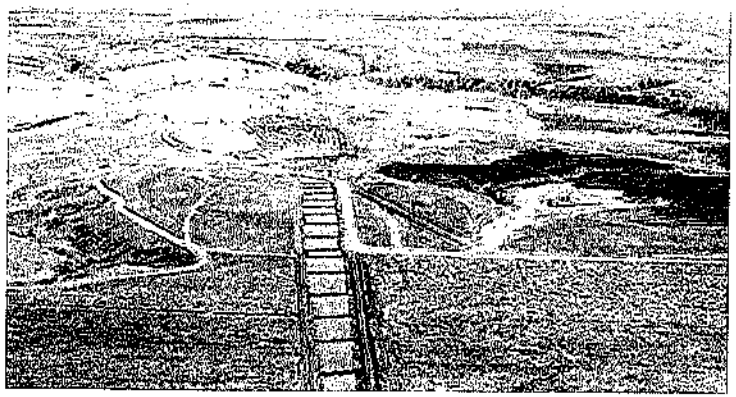


Figura 6-37.-Inundación del cimiento de la presa de Medicine Creek. 404-1227B

La tabla 6-4 resume los resultados parciales de los ensayos de laboratorio obtenidos con estas muestras. Estos ensayos indican la posibilidad de un peligroso asiento después de la construcción, debido a la saturación, si la presa se construyese sobre el "loess" natural. Por lo tanto, se humedeció totalmente el cimiento de toda esta zona, antes de realizar la construcción del terraplén, con estanques y riegos. La figura 6-37 muestra los diques y estanques llenos de agua; se usaron 125 millones de litros de agua, en un período de dos meses, para aumentar el contenido de agua en el área crítica hasta un valor medio del 28 por 100.

Midiendo los asientos en los puntos donde se había inundado el terreno, se vio que no se produjo ninguno debido únicamente a la saturación. Se instalaron placas de asiento en la presa, que permitiesen la medición del asiento del cimiento, en cuatro lugares según se construía el terraplén (BP1 a BP4 en la figura

6-36). Los asientos del cimiento registrados por las placas, se indican en la figura 6-38. Hasta la terminación del terraplén en el otoño de 1949, los aparatos indicaron asientos del cimiento que variaban desde 12,5 a 20,1 centímetros. A mediados de 1952 las medidas realizadas en el cimiento, dieron un asiento máximo de 60,9 centímetros en BP1 a 24,4 centímetros en BP4. Virtualmente no hubo aumentos ulteriores en el asiento aunque se continuaron las mediciones hasta mediados de 1954. El embalse se llenó hasta la cota 721 (superficie normal del agua) en la primavera de 1951, y permaneció con poca variación en esta cota durante el período de las mediciones.

El asiento del cimiento en la presa de Medicine Creek fue apreciable, aunque menor que lo que se había supuesto. El tratamiento de consolidación del cimiento fue un éxito, ya que la mayor parte del asiento se produjo durante la construcción del terraplén y el asiento posterior fue una consolidación lenta de dos años de duración, que permitió que el terraplén se moviese deformándose sin roturas.

D. TERRAPLENES

6.14. Consideraciones fundamentales.

Esencialmente, el problema del proyecto de un terraplén para una presa de tierra consiste en la determinación de la sección transversal, que una vez construida, con los materiales disponibles, cumpla las condiciones para las cuales ha sido proyectada, con un coste mínimo y un coeficiente de seguridad adecuado. El proyectista de una presa de tierra no puede apoyarse, en la aplicación de análisis matemáticos y fórmulas para determinar la sección transversal necesaria, en el mismo grado en que puede hacerse para una presa de hormigón. Los suelos tienen infinitas combinaciones de granulometría y composición y su conducta varía, según las condiciones diferentes de saturación y carga. Además la relación tensión-deformación en un dique es muy compleja.

Se han realizado considerables progresos en la investigación y el estudio de métodos que puedan permitir un análisis completo de la estabilidad de los diques. Estos métodos proporcionan herramientas útiles para el proyecto; especialmente para grandes presas donde el coste de una exploración detallada y de ensayos de laboratorio de los materiales disponibles se justifica ampliamente, con la economía obtenida mediante un proyecto más preciso. Aun así, la práctica actual para determinar la sección transversal de una presa de tierra, se apoya en gran parte en el conocimiento de los taludes y características de las presas existentes, haciendo estudios analíticos y experimentales para condiciones poco corrientes, y controlando rigurosamente la selección y colocación de los materiales del terraplén. Aunque son necesarias algunas modificaciones en los proyectos para adaptarlos a las condiciones específicas de cada caso, se evitan las innovaciones radicales; los cambios fundamentales en los conceptos se desarrollan y adoptan gradualmente después de muchas experiencias y ensayos.

Si bien esta norma puede ser criticada como conservadora y extravagante, no ha sido posible encontrar un método más adecuado. Cuando hay posibilidad de pérdidas humanas, y certeza de costosos daños de propiedades, unidos a la pérdida incidental del dinero que supone la rotura de una presa, está plenamente justificado. En presas pequeñas, donde el coste de las investigaciones y ensayos de laboratorio de los materiales para estudios analíticos, junto al coste de ingenieros llegue a ser una proporción elevada del coste total de la estructura, es más adecuado proyectar sobre la base de estructuras conocidas y de anteriores experiencias.

UDHCONECTA.COM

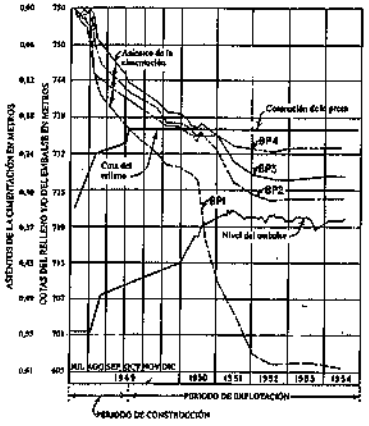


Figura 6-38.-Gráfico de los asientos del cimiento de loess en la presa de Medicine Creek. 288-D-2494

En el apartado 6.5 se dieron los criterios para el proyecto de terraplenes. Estos requieren que los taludes sean estables en todos los casos de construcción y explotación; que no se produzcan tensiones excesivas en los cimientos; que se controle la filtración a través del dique; que el terraplén tenga el resguardo necesario para evitar un posible desbordamiento; y que los taludes estén protegidos contra la erosión. Esta parte del capítulo está dedicada al proyecto en cuanto se refiere a la estabilidad de los taludes y al control de la filtración. El proyecto de detalles, tales como la anchura de coronación, resguardo, protección del talud y drenaje, se estudian en la parte E de este capítulo.

La estabilidad de un dique se determina por su capacidad para resistir los esfuerzos cortantes, puesto que la rotura se produce por deslizamiento a lo largo de una superficie. Las tensiones tangenciales son debidas a la aplicación de cargas externas, tales como el embalse o un terremoto, o a fuerzas internas como el peso propio. Las fuerzas, externas e internas, producen asimismo tensiones de compresión normales a cualquier superficie potencial de deslizamiento. Estas tensiones de compresión contribuyen por una parte a la resistencia al corte del suelo y también al desarrollo de presiones intersticiales que aumentan la inestabilidad.

Los diques de materiales granulares, o no cohesivos, son más estables que los formados por suelos cohesivos, ya que los materiales granulares tienen una mayor resistencia al rozamiento y además su mayor permeabilidad les permite una rápida disipación de las presiones intersticiales debidas a las fuerzas de compresión. Por lo tanto, cuando lo permitan las restantes condiciones, pueden emplearse taludes más fuertes para los suelos no cohesivos. Los diques de materiales homogéneos, poco permeables, tienen generalmente taludes más suaves que los empleados para diques heterogéneos, que tienen drenaje libre en las zonas externas apoyadas sobre las zonas internas de materiales relativamente impermeables.

En resumen, el proyecto de la sección transversal de una presa de tierra, viene obligado por las propiedades físicas de los materiales disponibles para la construcción, por el carácter del cimiento, por los métodos de construcción que se especifiquen y por el grado de control que se establezca durante la construcción.

6.15. Presión intersticial.

En 1936, Terzaghi [39] demostró que en un suelo impermeable sometido a carga, la tensión total normal a cualquier plano está compuesta por una tensión efectiva y una presión neutra. Los conceptos de superficies planas y tensiones en un punto de un suelo, no son idénticos a los de un material ideal homogéneo e isótropo. El "plano" en un suelo es más bien una superficie ondulada y el "punto" es una pequeña región que tiene suficientes partículas para obtener una tensión media. Con estas consideraciones la tensión normal total de compresión, σ, a lo largo de un plano en un suelo, puede escribirse de la forma siguiente:

$$\sigma = \overline{\sigma} + u \qquad (8)$$

donde u es la presión intersticial. De consideraciones de equilibrio se deduce [40], que la tensión cortante τ a lo largo del plano es:

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} sen\, 2\theta \qquad (9)$$

donde

σ_1 es la máxima tensión principal total,

σ_3 es la mínima tensión principal total, y

θ es el ángulo que forma el plano considerado con el plano en que actúa σ_1.

Es evidente que en la ecuación (9) se obtiene la misma tensión cortante si tomamos σ_1 y σ_3 o las componentes efectivas $\overline{\sigma_1}$ y $\overline{\sigma_3}$.

La resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de un plano puede obtenerse de la ecuación de Coulomb:

$$s = c' + (\sigma - u)\ \text{tag}\ \phi \qquad (10)$$

La ecuación (10) indica que la parte debida al rozamiento disminuye debido a la presión intersticial. En el apartado 5.18(b) se estudia esta ecuación y se definen sus términos.

Presiones intersticiales en suelos cohesivos compactados originadas por tensiones de compresión, se producen en el ensayo triaxial rápido y en la zona impermeable de un dique durante la construcción. Para las condiciones de laboratorio la relación entre el cambio de volumen y la presión del fluido en una masa de suelo cargada, formada por partículas sólidas, agua y aire, puede deducirse usando la ley de Boyler para la compresibilidad del aire, y la ley de Henry para la solubilidad del aire en el agua a temperatura constante. Para una masa de suelo enterrada en un terraplén impermeable donde el drenaje sea extremadamente lento, debido a que el camino de filtración es muy largo y que el coeficiente de permeabilidad es muy pequeño, es, por lo tanto, razonable y conservador emplear la hipótesis de que no hay drenaje, para determinar la magnitud de la presión neutra, a los efectos tanto de proyecto como de control [41]. El concepto es que cuando la masa de suelo húmeda se carga, sin permitir que el aire o el agua se escapen, parte de la carga incide sobre los granos del suelo que, o se deforma elásticamente, o adquieren una disposición inelástica, pero sin un cambio significativo en el volumen sólido. Esta parte de la carga es sustentada por el esqueleto del suelo y se denomina tensión efectiva. El resto de la carga es soportado por tensiones originadas en el aire y en el agua que existen en los huecos, y se denomina presión intersticial.

Los análisis indican que la magnitud de la presión intersticial debida a las fuerzas de compresión depende de la compresibilidad del suelo compactado y de la cantidad de aire que contenga. Para unas determinadas condiciones de compresibilidad y carga, a mayor saturación, mayor será la presión intersticial. Esto nos lleva a la práctica de controlar el contenido de agua de los materiales, para aumentar la cantidad de aire en un suelo compactado. La práctica del Bureau es reducir el contenido de humedad por debajo del contenido óptimo para la compactación a la máxima densidad Proctor, en la construcción de grandes presas de tierra. Sin embrago, este procedimiento no es necesario ni adecuado, para la construcción de diques menores de 15 metros de altura. Para estas alturas, la compactación de suelos cohesivos con el óptimo contenido de humedad y aproximadamente la máxima densidad seca Proctor proporcionará aire suficiente, incluso en los suelos más compresibles, para evitar la producción de presiones intersticiales de apreciable magnitud.

Colocar el material con el contenido óptimo de humedad, en lugar de más seco que el óptimo, también incrementa la plasticidad del material y le permite adaptarse con más rapidez a la forma del cimiento y los taludes durante los asientos después de la construcción. También reduce la posibilidad de roturas por tensión en los taludes.

Para pequeñas cargas, no es indicado la colocación del material seco, puesto que aumenta los peligros de:

UDHCONECTA.COM

- Que tenga poca densidad para el mismo esfuerzo de compactación debido a la forma de la curva de compactación (fig. 5-74),
- Aumento de la permeabilidad del núcleo del dique
- Excesivo ablandamiento y asiento en estado de saturación, que puede producir una posible rotura del terraplén.

Por otra parte, el contenido de humedad no debe ser apreciablemente mayor que el óptimo para la máxima densidad seca Proctor, puesto que se han tenido dificultades con rellenos inestables cuando se emplearon suelos muy húmedos, incluso en presas de poca altura.

Las consideraciones anteriores demuestran, que la práctica recomendable en los núcleos de pequeñas presas es la de compactar los suelos cohesivos con el óptimo contenido de humedad obtenido en el ensayo Proctor de máxima densidad seca.

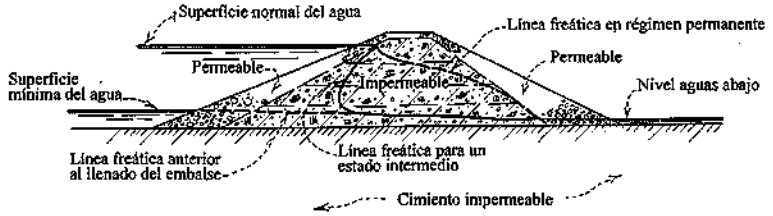


Figura 6-39- Posición de la línea freática de un terraplén heterogéneo. 288-D-2495

6.16. Filtración a través de los diques.

El núcleo de una presa de tierra proporciona la resistencia a la filtración que necesita el embalse; aunque, según lo indicado en el apartado 5.18(c), la permeabilidad de los suelos varía muchísimo, incluso las arcillas más impermeables son porosas, y no pueden evitar la filtración de un modo completo.

El avance de la filtración del agua de un embalse a través del núcleo depende de: la variación de los niveles del propio embalse, la permeabilidad del núcleo en las direcciones horizontal y vertical (anisotropía), las presiones intersticiales remanentes producidas por las cargas durante la construcción, y el tiempo. La figura 6-39 muestra la filtración del agua en el núcleo de una presa poco después de llenarse el embalse por primera vez, y también cuando se alcanza el régimen permanente de la filtración. La superficie superior de filtración se llama capa freática (presión 0) y una sección transversal se denomina línea freática. Aunque el suelo puede estar saturado por capilaridad por encima de esta línea, dando lugar a una línea de "saturación", la filtración está limitada a la parte inferior de la línea freática.

La posición de la línea freática depende únicamente de la geometría de la sección. Para suelos de diferente permeabilidad pero de la misma relación entre las permeabilidades horizontal y vertical, las líneas freáticas tendrán idénticas posiciones. Se necesita mucho más tiempo para alcanzar el régimen permanente de saturación en una arcilla que en una arena para la misma sección transversal, y la cantidad de agua que emerge en el talud de aguas abajo será, por supuesto, mucho mayor para el material más permeable. La presión intersticial por debajo de la línea freática disminuye la resistencia al esfuerzo cortante de la masa de suelo, de acuerdo con la ley de Coulomb, ecuación (10). El régimen permanente que implica la máxima saturación del dique, es la condición postconstructiva más

crítica para la estabilidad del talud de aguas abajo.

La condición más crítica de explotación, en cuanto se refiere al talud de aguas arriba, es la que se produce con un desembalse rápido después de un largo período en el que el nivel del embalse ha sido muy elevado. La figura 6-40 muestra el efecto producido por este fenómeno en las presiones neutras medidas en la presa de Alcova, Wyoming. Hay que señalar que el nivel de agua del embalse bajó 36 metros en cuarenta días, que es un desembalse muy rápido para una presa de esta altura. La figura 6-40(A) muestra la línea freática y las líneas equipotenciales en las condiciones de embalse lleno; la posición de la línea freática indica que el régimen permanente se alcanzó antes del desembalse. La figura 6-40(B) muestra las presiones producidas por el desembalse.

La figura 6-40 demuestra que después del desembalse existen apreciables presiones neutras remanentes. Si una presa determinada está expuesta a un desembalse rápido, después de un largo período de embalse a un nivel elevado, deben de tomarse precauciones especiales en su proyecto. El talud de aguas arriba de un dique con una zona permeable apreciable, no es normalmente peligroso en esta circunstancia. Un desembalse rápido puede requerir un talud más suave, en el caso de un dique homogéneo, del que sería necesario para su estabilidad.

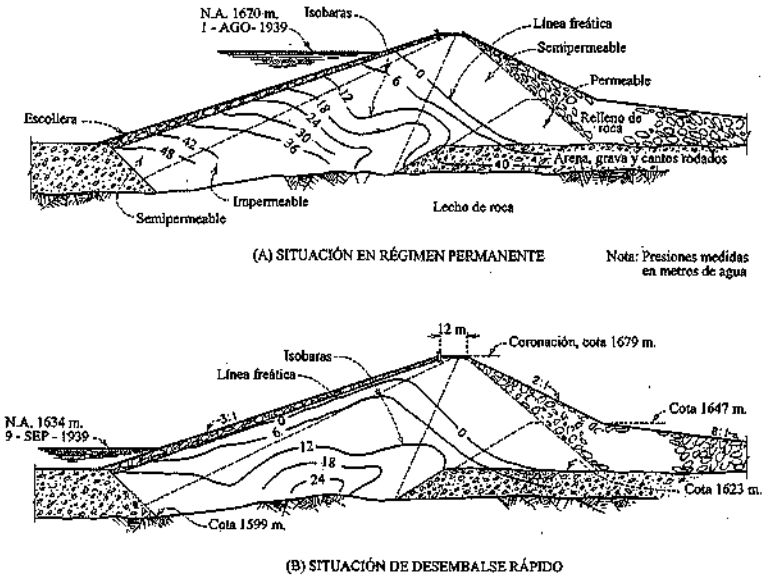


Figura 6-40.-Efecto de un desembalse rápido en las presiones intersticiales en la presa de Alcova, una estructura de tierra en el río North Plate, Wyoming. 288-D-2496

UDHCONECTA.COM

El uso de la red de filtración para determinar la magnitud y la distribución de las presiones de filtración en cimientos permeables, se ha descrito anteriormente (apartado 6.9(c)). Este diagrama se emplea también como un medio de visualizar las líneas de corriente a través del dique para estimar la magnitud y distribución de las presiones debidas a la filtración del agua, ya sea en el estudio de régimen permanente o en el caso de desembalse. Los métodos analíticos para el análisis de la estabilidad que se emplean en el proyecto de estructuras más elevadas, requieren la determinación cuantitativa de las presiones intersticiales. Esta determinación no es necesaria para los procedimientos indicados en este texto.

6.17. Comprobación de la estabilidad.

Se han propuesto diversos métodos para calcular la estabilidad de las presas de tierra. En general, estos métodos se basan en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo y en ciertas hipótesis con respecto al carácter de la rotura del dique. El método sueco o del "círculo de deslizamiento", que supone que la superficie de rotura es una superficie cilíndrica, es un método sencillo para analizar la estabilidad del dique. Aunque se han desarrollado otras soluciones matemáticas más estrictas, el método del círculo de deslizamiento es el aceptado más generalmente. En él, el coeficiente de seguridad contra el deslizamiento se define como la relación del valor medio del esfuerzo cortante, determinado por la ecuación (10), a la tensión tangencial media, determinada estáticamente, en una superficie potencial de deslizamiento. Hay que comprobar si existen líneas o segmentos débiles, como capas de los cimientos débiles.

La fuerza ejercida por cualquier segmento comprendido dentro del círculo de deslizamiento, es igual a su peso, actúa verticalmente hacia abajo y está aplicada en su centro de gravedad. Las componentes de este peso que actúa en una parte del círculo, son las fuerzas normal y tangencial al arco que se determinan mediante el triángulo de fuerzas. La presión intersticial que actúa en el arco produce una fuerza de subpresión que reduce la componente normal del peso del segmento. Se han desarrollado por May [42] métodos gráficos que facilitan la aplicación de este método.

El coeficiente de seguridad contra el deslizamiento para un círculo supuesto, se calcula por medio de la ecuación:

$$\text{Coeficiente de seguridad} = \frac{c'L + tag\,\phi'(N-U)}{T} \qquad (11)$$

donde:

N = Resultante de las fuerzas normales a lo largo del arco,

U = Resultante de la fuerza de subpresión, debida a la presión intersticial a lo largo del arco,

T = la suma algebraica de las fuerzas tangenciales a lo largo del arco.

L = la longitud del arco del círculo de deslizamiento,

c' = cohesión efectiva

ϕ' = ángulo efectivo de rozamiento interno

Se han de emplear varios centros y radios y se repiten los cálculos hasta obtener el arco que proporcione el mínimo coeficiente de seguridad.

Para calcular el coeficiente de seguridad por medio de la ecuación (11) es necesario conocer la cohesión c' y el ángulo de rozamiento interno del suelo, ϕ', la magnitud de las presiones intersticiales para la circunstancia de construcción, régimen permanente y des embalse rápido. Además, deben determinarse las propiedades de la resistencia del cimiento donde la capa sobre el lecho rocoso sea de limos o arcillas pues según ha demostrado la experiencia en esos casos, el círculo crítico entrará en la cimentación. Es evidente que este

método de análisis es más adecuado para el proyecto de grandes estructuras, donde están justificados el coste de la exploración de los cimientos y los ensayos de laboratorio de los materiales de los cimientos y del dique para determinar su resistencia media, debido a que la economía que puede lograrse con el empleo de taludes más exactos compensa el gasto. Las recomendaciones dadas en el texto para el caso de presas pequeñas están basadas en el método del círculo sueco, empleando valores medios de las propiedades del suelo, y en la experiencia. Estos criterios proporcionan un coeficiente de seguridad adecuado si se tiene el debido control durante la construcción. En el USBR Estándares de Diseño N°12, capítulo 4, se encuentra información más detallada sobre el análisis de la estabilidad estática.

Con la disponibilidad de ordenadores digitales de alta velocidad, ahora se pueden utilizar soluciones matemáticas más complejas para el análisis de estabilidad [43]. Estos procedimientos no se limitan a superficies cilíndricas de deslizamiento, sino que se pueden aplicar prácticamente a cualquier geometría cinemáticamente admisible. Uno de esos métodos fue propuesto por Spencer [44]. En este método, la masa deslizante se divide en una serie de elementos. Se consideran la magnitud y orientación de las fuerzas actuando en los bordes de cada elemento, y se obtiene el coeficiente de seguridad y la inclinación de la fuerza entre elementos, cumpliendo las tres ecuaciones de equilibrio estático plano en cada elemento. Este procedimiento se ha escrito en un programa de ordenador [45] para análisis estático y dinámico de la estabilidad del talud. Este programa de ordenador es muy utilizado para los cálculos de estabilidad.

6.18. Proyecto del terraplén.

a) *Utilización de los materiales procedentes de la excavación.*- En el estudio de los criterios de proyecto (apartado 6.5), se señaló que para obtener el coste mínimo, la presa debe proyectarse de forma que se obtenga la máxima utilización de la mayor parte de los materiales disponibles, incluyendo el material que debe de excavarse para los cimientos, aliviadero, desagües, canales, central eléctrica, carreteras y otras estructuras. Cuando el volumen de estas zonas constituye una parte apreciable de la cantidad total del dique, puede influir en gran medida en el proyecto de la presa. Aunque estos materiales frecuentemente son menos adecuados que el suelo obtenible de zonas de préstamos, por economía es conveniente utilizarlos al máximo. Han de considerarse conjuntamente los préstamos disponibles y los materiales procedentes de excavaciones para llegar a obtener un proyecto adecuado.

Al excavar la zanja de impermeabilización, la parte situada por encima de la capa freática, proporciona una cantidad limitada de material adecuado para el núcleo impermeable de la presa. Normalmente se obtiene apreciable cantidad de arena y grava en la parte desecada de la zanja. Cuando se encuentran arenas y gravas limpias, en grandes capas, pueden emplearse en las zonas externas de la presa; sin embargo, se encuentran a menudo bolsas o lentejones de limo y arcilla con gran contenido de materia orgánica. En las operaciones normales de excavación estos últimos materiales contaminan a los suelos limpios, lo cual produce unas mezclas húmedas de permeabilidad variable y poco manejable. Estas mezclas, en general, deben desecharse.

Las excavaciones para el aliviadero normalmente proporcionan terrenos de recubrimiento y formaciones rocosas. En el aprovechamiento de estos materiales el proyectista debe de considerar que deben añadirse al coste el control de la humedad y el proceso para reducirlos al tamaño requerido. Por estas razones, los materiales obtenidos de las excavaciones de los aliviaderos, ordinariamente se usan únicamente de forma muy limitada en zonas de la estructura principal de los diques de la presa, donde no es tan crítico un control especial de la humedad.

Las excavaciones de túneles pueden proporcionar material de relleno para su uso en

UDHCONECTA.COM

zonas permeables de la presa o finos rocosos que pueden servir como transición entre el material impermeable del núcleo y las zonas permeables.

La posibilidad de emplear materiales de la excavación viene influenciada por la secuencia de las operaciones de construcción. El plan de obra está condicionado por los siguientes factores:

- La topografía del lugar de ubicación de la presa
- Necesidades de desvío
- Hidrología de la cuenca
- Cambios climáticos estacionales
- Magnitud del las excavaciones necesarias

Deben de buscarse zonas adecuadas para depositar el material del aliviadero y de la zanja de impermeabilización y poderlo usar después sin necesidad de tener que acopiar y volver a transportar más tarde grandes cantidades de tierra y roca. La zona disponible normalmente está limitada al principio del tajo. Por lo tanto, el proyectista se enfrenta con el problema de elegir entre que se retrase la excavación del aliviadero hasta que haya espacio disponible para los materiales extraídos, que se formen grandes acopios, o permitir que se pierdan grandes cantidades de material. La cantidad de volumen de dique que puede construirse durante los primeros períodos de la construcción, depende de las condiciones de derivación de cada lugar y del plan de desvío que el constructor haya elegido. Normalmente se le permite al contratista una considerable flexibilidad en el método de desvío; esto añade incertidumbre al proyectista en el planeamiento de la utilización de los materiales de excavación.

Las presas no homogéneas proporcionan una oportunidad para utilizar los materiales extraídos en la excavación. Este tipo de presa tiene que ser utilizada siempre que sea posible. La zonificación de la presa debe de estar basada en el uso más económico posible de los materiales, sin embargo, la zonificación debe ser consistente con los requisitos de estabilidad comentados en el apartado 6.17. Por ejemplo, el uso de secciones de roca puede permitir continuar la construcción durante el invierno, logrando terminarla más pronto. Una importante aplicación de los materiales de excavación es su empleo en partes del dique, donde no sea crítico el valor de la permeabilidad y donde el peso y el volumen sean las condiciones más importantes. Los lugares adecuados para estos materiales son los pies de las presas de taludes muy suaves situadas sobre cimientos malos, donde no se necesita una elevada resistencia al esfuerzo cortante. Estos rellenos estabilizadores se explican con todo detalle en el apartado 6.13 (figura 6-33).

Las zonas en la presa en las cuales se coloca el material procedente de excavaciones se denominan zonas no predeterminadas (zonas variables o aleatorias). Las situaciones típicas de estas zonas variables, se muestran en al figura 6-41.

Debe de preverse la posibilidad de variar los límites de las zonas para ajustarse al exceso o escasez de material, ya que la estimación del porcentaje del material de la excavación utilizable para el dique está sujeto a un importante error. En algunos casos, puede ser necesario llevar a cabo ensayos de laboratorio especiales o ensayos del dique antes de determinar la disponibilidad de un material cuestionable o las dimensiones de una zona no predeterminada.

Al redactar un proyecto, el proyectista debe considerar la parte de la excavación de la estructura que será utilizable en las diversas zonas del terraplén, y el asiento y entumecimiento que pueden producir. Entonces, el proyectista tiene que integrar estas cantidades estimadas, con las cantidades de material necesario para determinar si el diseño final es económico y tiene un plan de obra razonable. Frecuentemente, hay que hacer varias hipótesis. Ha demostrado ser de gran utilidad el uso de un cuadro de distribución de material, tal como el que se indica en la figura

6-42. Este diagrama fue el empleado por el Bureau of Reclamation en el dique de San Justo, cuya máxima sección se indica en la figura 6-87. Además de indicar las fuentes de todos los materiales de rellenos, el cuadro contiene las hipótesis empleadas para los asientos, entumecimiento y rendimiento en las que se basa el Pliego de Condiciones.

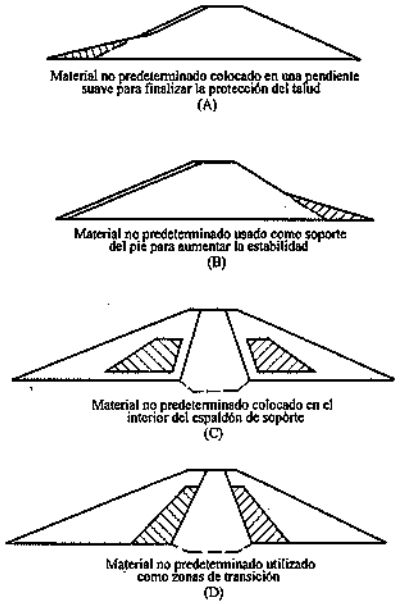


Figura 6-41.-Situación de las zonas no predeterminadas (variables) de material de relleno en las secciones del terraplén. 288-D-2787

b) *Taludes de los diques. Generalidades.*- El diseño de los taludes de proyecto de un dique puede variar ampliamente en función del carácter de los materiales disponibles para la construcción, las condiciones del cimiento y la altura de la estructura. Los taludes determinados en esta sección son los necesarios para proporcionar estabilidad a un terraplén construido sobre un cimiento estable. Los cimientos permeables pueden necesitar la adición de rastrillos, aguas arriba, para disminuir la filtración, o de capas horizontales de drenaje, aguas abajo, para proporcionar estabilidad contra las presiones debidas a la filtración. Los cimientos débiles pueden necesitar además rellenos estabilizadores en uno o en ambos pies de presa. Los terraplenes adicionales necesarios, cuando el cimiento es malo o permeable, se colocan sobre los taludes determinados en esta sección para lograr la estabilidad del terraplén. Los procedimientos siguientes deben de usarse en el caso de condiciones geológicas sencillas y directas y con materiales de la presa libres de problemas. Si hay condiciones mas complicadas, la presa debe de ser analizada por un ingeniero especializado en proyectos de presas de tierras, utilizando las técnicas de análisis adecuadas.

El talud de aguas arriba puede variar desde 2:1; hasta 4:1 para asegurar la estabilidad; normalmente se toma de 2,5:1 ó 3:1. A veces los taludes de aguas arriba son más suaves con el fin de eliminar un excesivo costo en su protección. Muchas veces se coloca una berma en una cota ligeramente inferior al nivel del máximo desembalse, para formar una base de protección para el talud de aguas arriba, que no tiene que ser continuado más abajo de este punto. Dicho talud generalmente tiene mayor pendiente por encima de la altura del nivel de agua.

Una presa expuesta a un desembalse rápido debe tener una zona aguas arriba con suficiente permeabilidad para disipar las presiones intersticiales producidas fuera en el paramento. La velocidad del desembalse es un factor importante que afecta la estabilidad de esta parte de la presa. En Cedergren [46] se indica un método de diseño de la zona de drenaje aguas arriba para disipar las presiones intersticiales. Donde se disponga únicamente de materiales finos de poca permeabilidad es conveniente proporcionar un talud muy suave si se prevé la posibilidad de un desembalse rápido. Por el contrario, si se dispone de materiales de fácil drenaje, como arenas y gravas, de forma que proporcionen un peso

UDHCONECTA.COM

superpuesto de retención de los materiales finos de poca permeabilidad, pueden utilizarse taludes más escarpados. Se obtiene el mismo resultado utilizando roca resistente y de buena calidad. En este último caso es conveniente colocar una capa de arenas y gravas ó áridos de cantera entre la roca y la superficie del material impermeable del dique, para evitar daños y desplazamientos, producidos por la saturación y la acción de las olas.

Es poco probable que se produzcan avenidas desastrosas cuando falla el talud de aguas arriba. La rotura únicamente puede producirse durante la construcción o después de un desembalse rápido; en ambos casos el embalse estará virtualmente vacío. El peso y las fuerzas de filtración actúan como estabilizadoras en el paramento de aguas arriba cuando el embalse está lleno.

Los taludes normales en los paramentos de aguas abajo para pequeñas presas de tierra, son de 2:1 cuando el terraplén se proyecta con una zona permeable aguas abajo y de 2,5:1 cuando el dique es impermeable. Estos taludes son estables para los tipos de suelos comúnmente usados cuando se dispone el drenaje adecuado para que la línea de saturación no alcance el paramento de aguas abajo.

Los taludes dependen del tipo de presa (esto es, de pantalla, homogénea modificada o heterogénea) y de la naturaleza de los materiales empleados en su construcción. Es de especial importancia la naturaleza del suelo que va a utilizarse en la construcción de una presa del tipo homogéneo-modificado o en el núcleo de una presa heterogénea. En el último caso, la relación del tamaño del núcleo al del revestimiento es también importante.

En este texto, los taludes del dique se relacionan con la clasificación del suelo que se va a emplear en la construcción, especialmente en los suelos impermeables. Las propiedades ingenieriles de los suelos según las diversas clasificaciones aparecen en la tabla 5-1. Los taludes elegidos son conservadores y se recomiendan únicamente para pequeñas presas de las admitidas en este texto, y que se definieron en el apartado 6.2.

c) *Presas con pantalla.*- Una presa con pantalla consiste en una barrera fina impermeable al agua utilizada junto a una gran zona permeable. La pantalla puede ser de tierra, asfalto, hormigón o metal. Si la pantalla se hace con material de tierra impermeable, debe de tener un espesor horizontal suficientemente grande para que pueda trabajar el equipo de construcción. Como debe de aguantar la presión del embalse lleno, debe de construirse con cuidado. Para evitar el sifonamiento o la erosión, la pantalla debe de estar protegida por filtros con una granulometría que cumpla el criterio indicado en el apartado 6.10(i). Cuando la pantalla es de tierra y se sitúa en el centro de la presa, también se denomina presa de núcleo fino. En la figura 6-58 se muestra la pantalla de tierra construida para el "Embalse de Regulación Amarillo".

Las presas de pantalla se suelen utilizar en los siguientes casos:

- Una cantidad limitada de material impermeable disponible
- Clima húmedo
- Estaciones de construcción cortas

La pantalla debe de ser utilizada sólo cuando el diseño y la construcción de la presa se hagan bajo la supervisión de un ingeniero proyectista especializado en presas de tierra. Si se elige este tipo de presa, se recomienda que se coloque una pantalla de material manufacturado en el talud de aguas arriba del terraplén, que de otra forma sería permeable, en vez de una capa de suelo. Si el material permeable es roca, la presa se denomina presa de escollera y su proyecto se estudia en el capítulo 7.

El material permeable para la construcción de una presa de tierra de pantalla debe ser tal, que pueda compactarse de forma que proporcione un dique estable que admita pequeños asientos después de su construcción. Las arenas mal graduadas (SP) no pueden compactarse

adecuadamente; la mezcla de arenas y gravas bien graduadas (SW-GW) produce terraplenes satisfactorios. Las arenas de buena granulometría (GW) que contienen más del 5 por 100 de material más fino que el que pasa por el tamiz núm. 200, deben de ensayarse para determinar si proporcionarán un dique permeable después de su compactación. La zona aguas abajo de la pantalla deben de ser diseñada de acuerdo con el criterio indicado en el apartado 6.10(i).

En todos los aspectos, excepto por el empleo de materiales permeables que no son rocas en la construcción del dique, las presas de tierra de pantalla, proyectadas según se recomienda en este texto, son idénticas a las presas de escollera, que se estudian en el capítulo 7. Las recomendaciones que allí se indican deben tenerse en cuenta al proyectar los cimientos y el paramento de aguas arriba para una presa de tierra del tipo de pantalla.

d) *Tipo homogéneo.*-Las presas de tipo homogéneo se recomiendan únicamente donde la escasez de materiales granulares hace antieconómica la construcción de un dique del tipo heterogéneo y además con la restricción de que en las presas de embalse debe de modificarse el tipo homogéneo para incluir dispositivos de drenaje interno. Estos elementos recomendados se describen en el apartado 6.3 y se muestran en la figura 6-5. Si se dispone el pie de escollera indicado en la figura 6-5 (A), debe construirse un filtro entre el dique propiamente dicho y la escollera. Este filtro y el filtro de drenaje indicado en la figura 6-5 (B) y 6-5(C), deben proyectarse según se indica en el aparatado 6.10(i).

Para cumplir su función de bajar la línea freática y estabilizar la parte de aguas abajo de la presa, el filtro de drenaje indicado en la figura 6-5(B) debe extenderse desde el paramento de aguas abajo de la presa hasta bastante dentro del cuerpo del dique. Sin embargo, no debe extenderse hacia aguas arriba tanto que disminuya el camino de filtración a través del dique o del cimiento hasta una cantidad peligrosa. Por otra parte, es conveniente un filtro de poca longitud puesto que los filtros son caros. Para presas pequeñas se recomienda que el filtro de drenaje empiece en el pie de aguas abajo del terraplén y alcance hacia aguas arriba hasta una distancia, igual a la altura de la presa más 1,5 metros, contada a partir del eje de la presa. Ello proporcionará un filtro de suficiente capacidad y no llegará a sobrepasar, más allá de los límites aceptables, la longitud del camino de filtración. La distancia indicada, está determinada sobre la base de que se colocará el límite del filtro en la posición correspondiente al límite de aguas arriba de la zona permeable en un dique heterogéneo, construido sobre un cimiento permeable sin una zanja de impermeabilización adecuada, como se indica en la figura 6-43.

El filtro de drenaje debe extenderse a lo largo del valle y de los estribos hasta una altura igual al nivel máximo que alcanza el embalse durante un tiempo apreciable. Es necesario que sea de espesor uniforme y que su extremo de aguas arriba en cualquier punto esté determinado por la distancia al eje, ya mencionada, de la altura de la presa en ese punto más 1,5 metros.

Incluso en la construcción de diques homogéneos es probable alguna variación en la naturaleza del material de préstamos. Es importante que el material más grueso y permeable de los disponibles, se coloque en las partes exteriores para aproximarse, dentro de lo posible, a las ventajas de la presa heterogénea. También es importante evitar la segregación del material más grueso cuando se vuelca el relleno. La segregación provoca la formación de capas mucho más permeables que el otro talud; estas capas tienden a formar canales de drenaje del agua percolada e incrementan la posibilidad de sifonamiento.

Debido a la posibilidad de descuidos durante la construcción y roturas, suelos dispersos, etc, como se ha indicado anteriormente, debe de plantearse la construcción de un filtro-drenaje inclinado para interceptar cualquier filtración debido a los defectos en la presa.

UDHCONECTA.COM

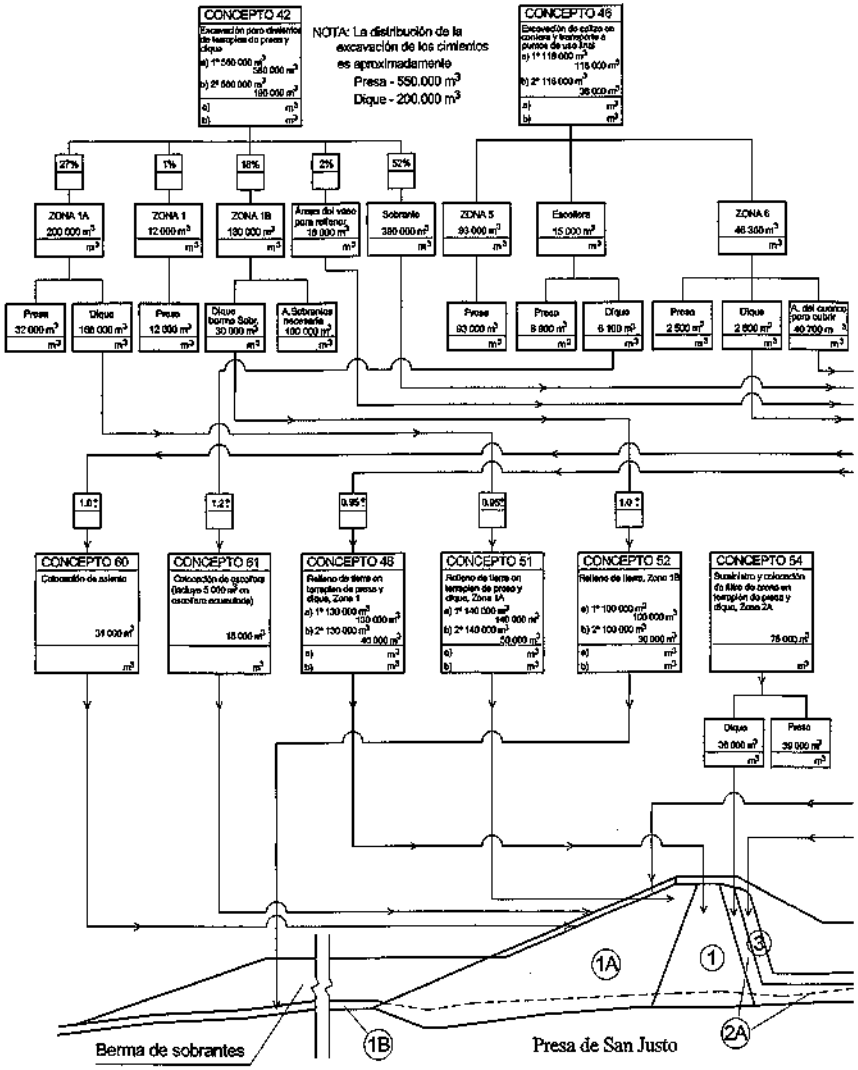
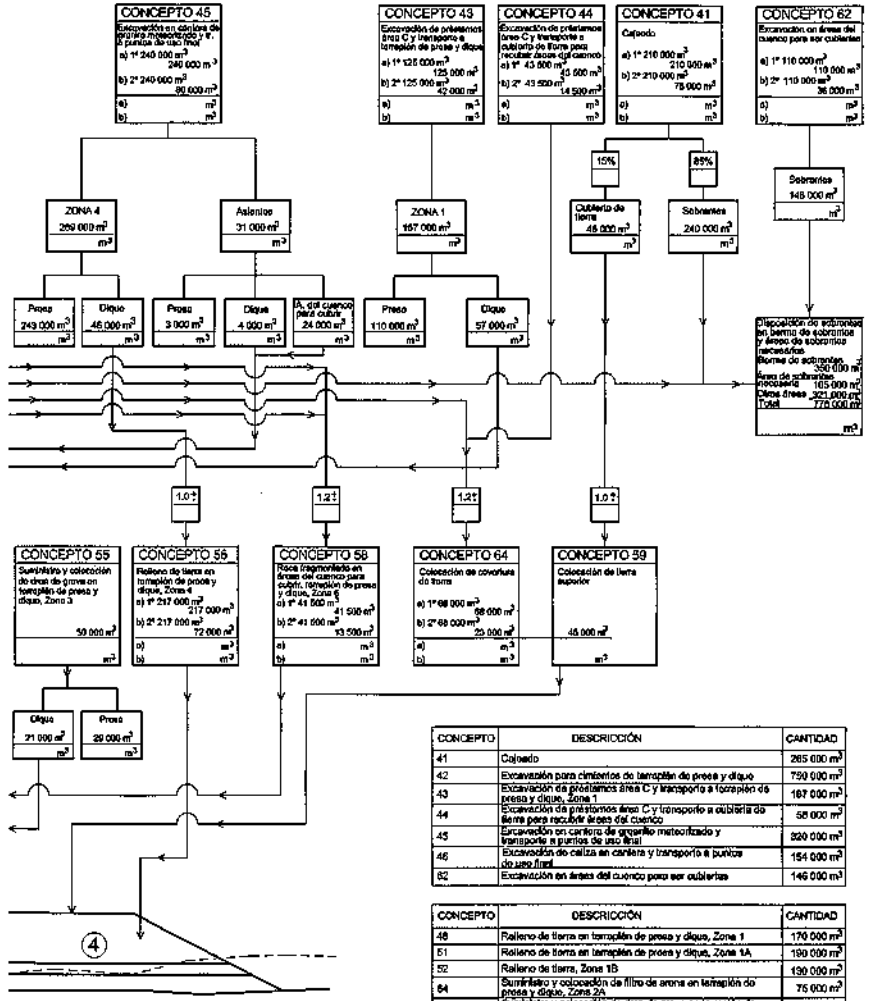


Figura 6-42.-Diagrama de distribución de materiales del dique de San Justo. Es un terraplén de tierra formando un embalse en unión con una presa; cerca de Hollister, California. 927-D-1075



CONCEPTO	DESCRICCIÓN	CANTIDAD
41	Cajeado	265 000 m³
42	Excavación para cimientos de terraplén de presa y dique	750 000 m³
43	Excavación de préstamos área C y transporte a terraplén de presa y dique, Zona 1	167 000 m³
44	Excavación de préstamos área C y transporte a cubierta de tierra para recubrir áreas del cuenco	58 000 m³
45	Excavación en canteras de granito meteorizado y transporte a puntos de uso final	320 000 m³
46	Excavación de caliza en canteras y transporte a puntos de uso final	154 000 m³
62	Excavación en áreas del cuenco para ser cubiertas	146 000 m³

CONCEPTO	DESCRICCIÓN	CANTIDAD
48	Relleno de tierra en terraplén de presa y dique, Zona 1	170 000 m³
51	Relleno de tierra en terraplén de presa y dique, Zona 1A	190 000 m³
52	Relleno de tierra, Zona 1B	130 000 m³
54	Suministro y colocación de filtro de arena en terraplén de presa y dique, Zona 2A	75 000 m²
55	Suministro y colocación de dren de grava en terraplén de presa y dique, Zona 3	50 000 m³
56	Relleno de tierra en terraplén de presa y dique, Zona 4	269 000 m³
58	Roca fragmentada en áreas del cuenco para cubrir, terraplén de presa y dique, Zona 6	55 000 m³
59	Colocación de tierra superior	45 000 m²
60	Colocación de asiento	31 000 m²
61	Colocación de escollera	13 000 m²
64	Colocación de cobertura de tierra	91 000 m²

UDHCONECTA.COM

Los taludes recomendados para presas de tierra homogéneas se indican en la tabla 6-5 en el caso de presas de retención y de embalse, con o sin la posibilidad de un desembalse rápido. Donde se da más de un grupo de suelos para un conjunto de taludes, quiere decirse que la presa se puede construir con estos taludes usando cualquiera de los suelos o una combinación de ellos.

e) *Dique heterogéneo.*-(1) *Generalidades.* La presa de dique heterogéneo consiste en un núcleo impermeable flanqueado por dos zonas de material considerablemente más permeable. Un excelente ejemplo de una presa heterogénea de los años 1950 es la Presa de Carter Lake N°3 (figura 6-63). Un excelente ejemplo de una presa más reciente es el Dique de la Presa de Ute (figura 6-86). Este tipo de presa debe de construirse siempre que haya una variedad de suelos adecuados, debido a que sus grandes ventajas producen una disminución del coste de construcción. Las tres ventajas principales de usar las presas heterogéneas se indican a continuación:

- Permite el empleo de taludes más pendientes con la disminución consiguiente del volumen total del terraplén
- Permiten emplear gran variedad de materiales.
- Permite una mayor utilización de los materiales excavados de los cimientos de la presa, aliviadero, desagües y otras estructuras anexas.

(2) *Sección.* Todas las secciones posibles se basan en la estimación de las cantidades de material necesario de excavación o cantera. La sección puede dividirse en 2 o más zonas según sean la variación y granulometría de los materiales disponibles. En general, la permeabilidad de cada zona debe aumentar a medida que nos alejamos del núcleo.

Los materiales más permeables y, por lo tanto, de un alto grado de estabilidad, se emplean para cubrir y soportar al núcleo impermeable. Los materiales permeables se colocan en las secciones de aguas abajo para evitar la producción de subpresiones y además rebajar la línea freática de forma que quede embebida en el pie de presa. Su función, cuando se colocan aguas arriba, es permitir la disipación de presiones en el caso de desembalse rápido.

Cuando haya una gran variación en los materiales disponibles, pueden hacerse presas con diversas zonas (figura 6-41). Los materiales excavados que no se puedan utilizar, y el exceso de material en general, se puede utilizar aguas arriba o en el pie aguas abajo. En el apartado 6.18(a) se indica con más detalle el uso de material excavado.

(3) *Transiciones.* Es importante que la granulometría de las zonas adyacentes se estudie de forma tal que los materiales de la una no se filtren a través de los huecos de las zonas adyacentes, ya sean en régimen permanente o debido a las fuerzas de filtración en un desembalse rápido. Las transiciones también previenen el sifonamiento y proporcionan ventajas adicionales en el caso de que se produjera una grieta en la presa, se produciría un sellado parcial de la grieta con la consiguiente disminución de las pérdidas por filtración.

Debe colocarse entre la zona impermeable y la escollera una zona de transición de arenas y gravas o rocas de pequeño tamaño. Aunque esas transiciones sólo necesitan una anchura de algo más de un metro, normalmente se construyen de 3 a 4 metros para ajustarse al equipo de construcción.

La zona de transición debe de proyectarse como un filtro de acuerdo con el procedimiento dado en el apartado 6.10 (i) o una capa impermeable que cumpla el criterio dado. Normalmente no es necesaria una zona de transición entre la zona impermeable y las de arenas y gravas, o entre éstas y la de escollera, pero debe de cumplirse el criterio del filtro (apartado 6.10(i)) entre ambas zonas.

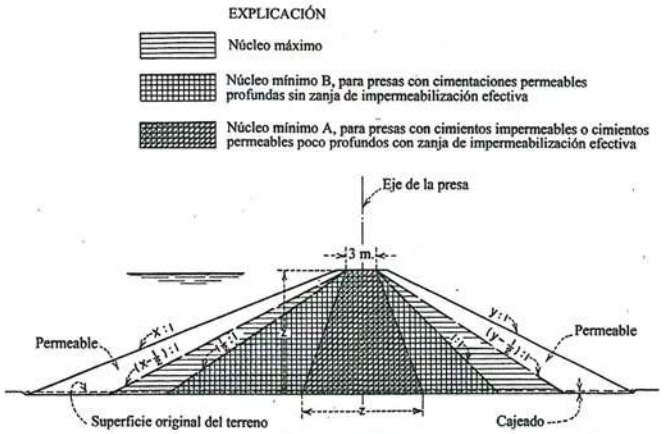


Figura 6-43.-Tamaño de los núcleos impermeables utilizado en presas de tierra. 288-D-2497

Tabla 6-5.-Taludes recomendados para pequeñas presas de tierra homogénea en cimientos estables

Caso	Tipo	Objeto	Sujeto a desembalse rápido [1]	Clasificación de suelos [2]	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo
A	Homogéneo u homogéneo modificado	Retención o almacenamiento	No	GW,GP,SW,SP	Permeable, inadecuado	
				GC,GM,SC,SM	2,5:1	2:1
				CL,ML	3:1	2,5:1
				CH,MH	3,5:1	2,5:1
B	Homogéneo modificado	Almacenamiento	Si	GW,GP,SW,SP	Permeable, inadecuado	
				GC,GM,SC,SM	3:1	2:1
				CL,ML	3,5:1	2,5:1
				CH,MH	4:1	2,5:1

[1] Velocidades de descenso del nivel de agua a 15 cm ó más por día después de un prolongado almacenamiento con altos niveles de embalse

[2] Los suelos OL y OH no son recomendados para zonas grandes de presas de tierra homogéneas. Los suelos Pt son inadecuados.

(4) *Núcleos impermeables para presas heterogéneas.* -La figura 6-43 muestra el núcleo de menor dimensión necesario para dos condiciones:

- Cimiento impermeable, o permeable, cortado completamente por una zanja de impermeabilización (de aquí en adelante nos referiremos a él como al núcleo mínimo). Este núcleo se va a denominar de ahora en adelante núcleo mínimo A.
- Cimientos permeables al descubierto o cubiertos por un estrato permeable (menor de 1 m) que no está cortado por zanja de impermeabilización, independientemente de la profundidad del material permeable. Este núcleo se va a denominar de ahora en adelante núcleo mínimo B.

El máximo tamaño del núcleo impermeable que permite funcionar a la presa como presa heterogénea también se muestra en la fig. 6-43.

BIBLIOTECA ETSECCPB UNIVERSITAT DE LLEIDA

UDHCONECTA.COM

Si el núcleo es menor que el mínimo indicado A, se considerará que la presa es del tipo pantalla y si es mayor que el máximo indicado, las zonas permeables serán poco efectivas para aumentar la estabilidad del núcleo y el dique puede considerarse de tipo homogéneo en cuanto a estabilidad se refiere.

El tamaño del núcleo mínimo A indicado en la figura 6-43, fue elegido por razones prácticas y teóricas. La anchura de 3 metros se toma como la mínima que permite una colocación y compactación económica del terraplén impermeable debido al equipo de construcción que puede incluir camiones, niveladoras y compactadoras. El criterio de que el espesor del núcleo en cualquier punto no debe ser menor que la altura del dique en ese punto, se adopta con el fin de que el gradiente hidráulico medio a través del núcleo sea menor que la unidad. Gradientes apreciablemente mayores producen grandes fuerzas de filtración y la necesidad de la construcción de zonas con filtros de alta calidad que para presas pequeñas no son económicas ni prácticas desde el punto de vista del control de construcción. Debe de notarse, que incluso para núcleos de mayor espesor, las zonas aguas abajo deben de cumplir el criterio del apartado 6.10(i). Además si el núcleo fuese más delgado, habría más peligro de que se produjesen roturas por asientos diferenciales en el cimiento.

El núcleo mínimo B para una presa sobre un cimiento permeable se basa en la consideración de las presiones de filtración en el cimiento. Este mínimo se aplica a presas construidas en cimientos permeables que están al descubierto (Caso 1) o en cimentaciones profundas no cubiertas (Caso 2) cuando están cubiertos por 1 m o menos (ver apartado 6.11(a)). No es aplicable si los cimientos permeables están cubiertos por un estrato impermeable con un espesor mayor de 1 metro.

Si no se proyecta una zanja de impermeabilización completa, debe de disponerse, sin considerar que se emplee otro tipo de dispositivo para controlar la filtración, que la pérdida de presión a través del cimiento sea relativamente gradual y proporcional a la longitud del camino de filtración. La longitud mínima de camino empleada en la práctica es la que se obtiene por medio de una zona impermeable cuyo espesor en la zona de contacto de la presa con el cimiento sea por lo menos de 2 y 1/2 veces la altura de la presa. Esa zona impermeable impide la posibilidad de que la filtración pase por debajo del núcleo de la presa sin una pérdida apreciable de carga debido a la ineficacia del tablestacado o de la zanja parcial de impermeabilización, o porque no se haya colocado ningún dispositivo. Se recomienda que la zona mínima B impermeable indicada en la figura 6-43 para una presa sobre cimientos permeables, cumpla esos requisitos y debería ser utilizada para el Caso 1 (cimentaciones permeables al descubierto) y para el Caso 2 (cimentaciones permeables cubiertas) si está cubierta de 1 metro o menos en el caso de que no tengan zanjas de impermeabilización total.

Si la cimentación permeable cubierta tiene un espesor de la capa impermeable mayor de 1 metro y menor de la altura del embalse, el tamaño del núcleo elegido dependerá del juicio del proyectista sobre la efectividad de la capa natural aguas arriba. En general, el núcleo mínimo A (figura 6-43) proporcionará suficiente espesor de material del núcleo para usarlo con una capa impermeable natural de su profundidad.

Si la anchura de la capa impermeable que cubre es mayor que la altura del embalse, la cimentación debe de considerarse profunda y la presa debería ser diseñada para utilizar rellenos de estabilización, como se comenta en el apartado 6-13(a) y se muestra en la figura 6-33 para cimentaciones saturadas de grano fino. Debe de construirse un mínimo de núcleo A para proporcionar un espesor de núcleo suficiente para esta condición de los cimientos.

Con el núcleo mínimo A colocado centralmente según se indica en la figura 6-43, la estabilidad del dique heterogéneo no queda afectada en gran manera por la naturaleza del suelo que forma el núcleo. Los taludes

externos vienen impuestos, en gran parte, por la estabilidad del material de revestimiento. Las rocas, gravas bien y mal graduadas (GW) y (GP) respectivamente, son materiales adecuados para este objeto. Las arenas bien graduadas (SW) y las arenas mal graduadas (SP), son adecuadas si tienen gravas. Para cualquiera de estos materiales los taludes de aguas arriba y aguas abajo de 2:1 son estables en el caso de presas de altura no superiores a 15 metros sobre el lecho del río, incluso si se las somete a desembalse rápido.

(5) *Pendientes de los taludes.* -La tabla 6-6 muestra los taludes recomendados aguas arriba y aguas abajo, para presas pequeñas de tierra del tipo heterogéneo con núcleos mínimos A y máximos. Se asume que la cimentación es estable; si la cimentación es del tipo saturada de grano fino, deben de añadirse rellenos estabilizadores, como se describe en el apartado 6.13. Los taludes para aquéllas cuyo núcleo sea de tamaño intermedio (incluyendo el núcleo mínimo B para una presa en cimientos permeables), se encontrarán entre los datos de la tabla para el caso A y para el caso apropiado con núcleo máximo.

Donde se indica más de un grupo de suelos para un conjunto de taludes, debe interpretarse que la presa se puede construir con estos taludes usando cualquiera de esos suelos, o una combinación de ellos. Los ejemplos siguientes ilustran la metodología:

Tabla 6-6.-Taludes recomendados para pequeñas presas de tierra del tipo heterogéneo sobre cimientos estables

Tipo	Objeto	Sujeto a desembalse rápido [2]	Clasificación del material de revestimiento	Clasificación del material del núcleo [3]	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo
Zona con núcleo mínimo A [1]	Cualquiera	No crítico [4]	Escollera, GW,GP,SW (con gravas) o SP (con gravas)	GC,GM,SC, SM,CL,ML, CH o MH	2:1	2:1
Zona con núcleo máximo [1]	Retención o embalse	No	Escollera, GW,GP,SW (con gravas) o SP (con gravas)	GC,GM, SC,SM, CL,ML, CH,MH	2:1 2,25:1 2,5:1 3:1	2:1 2,25:1 2,5:1 3:1
Zona con núcleo máximo [1]	Embalse	Si	Escollera, GW,GP,SW (con gravas) o SP (con gravas)	GC,GM, SC,SM, CL,ML, CH,MH	2,5:1 2,5:1 3:1 3,5:1	2:1 2,25:1 2,5:1 3:1

[1] El tamaño de los núcleos mínimo y máximo se indican en la figura 6-43.
[2] El desembalse rápido es de 15 cm ó más por día después de un prolongado almacenamiento con altos niveles de embalse.
[3] Los suelos OL y OH no son recomendados en grandes proporciones para núcleos de presas de tierra homogéneas. Los suelos Pt son inadecuados.
[4] El desembalse rápido no afectará el talud de aguas arriba de un terraplén que tenga una gran zona permeable de revestimiento.

Ejemplo

Incógnita:

Los taludes aguas arriba y aguas abajo de una presa de tierra heterogénea de 15 m de altura, en una cimentación estable, con posibilidad de un desembalse rápido.

Datos:

Cimentación = no profunda, descubierta, y permeable

Material de taludes = SW y SP, ambas gravas

Material del núcleo = CL

Solución:

Dado que la cimentación no es profunda y puede construirse una zanja de impermeabilización total, debe de usarse el núcleo mínimo A. De la tabla 6-6, seleccionar las pendientes aguas arriba y abajo de 2:1

UDHCONECTA.COM

6.19. Proyecto frente a seismos.

Las recomendaciones de proyecto y construcción para pequeñas presas de tierra incluidas aquí, se consideran adecuadas para áreas de pequeña sismicidad, y los coeficientes de seguridad utilizados deberían evitar grandes daños, excepto para los terremotos más catastróficos.

Aunque todas las localizaciones de presas están sujetas a actividad sísmica, la probabilidad de un terremoto es mayor en unas regiones que en otras. Esta probabilidad generalmente se determina por el número de los terremotos anteriores en esa región y su intensidad. En algunos casos, existen mapas en los que se indican las áreas con más riesgo potencial de sufrir un terremoto. Uno de estos mapas de riesgo sísmico se muestra en la figura 6-44. Este mapa, adaptado del Algermissen [47], utiliza la información recogida y elaborada de unos 28.000 terremotos en la región de los Estados Unidos. Si el proyectista no está seguro de las posibilidades de un terremoto en su área, debe de consultarse a un geólogo competente o sismólogo.

Tras determinar que la región puede sufrir terremotos, un ingeniero geólogo debe de inspeccionar el emplazamiento de la presa para determinar las fallas o formaciones geológicas perjudiciales que puedan afectar a la localización de la presa, el embalse o estructuras adyacentes. Si hay fallas activas, cimentaciones aluviales inestables, o la posibilidad de deslizamientos de ladera masivos en el embalse, se debe de cambiar el emplazamiento de la presa. En general, el proyectista debería de asumir que una presa situada en una zona sísmica va a ser sacudida por un terremoto.

Si la cimentación está formada por arenas y limos de baja densidad relativa (apartado 6.9) o se encuentran materiales uniformes, de granos finos y cohesivos, la estructura puede sufrir grandes daños durante un terremoto, por lo que se necesita un proyectista de presas con experiencia. Si existe una falla activa en el emplazamiento propuesto, los diseños indicados aquí son inadecuados.

En [6, 48, 49, 50, 51, 53] se incluyen consideraciones adicionales para diseños con sismos. En el USBR Estándares de Diseño N°13, capítulo 13, da los criterios de diseño del Bureau.

E. DETALLES DE LOS TERRAPLENES

6.20. Diseño de la Coronación.

(a) *Generalidades.* Al proyectar la coronación de una presa de tierra deben de considerarse los siguientes puntos:

- Anchura
- Drenaje
- Bombeo
- Recubrimiento
- Requisitos de Seguridad
- Zonificación

Además, deben de construirse zonas de aparcamiento en los estribos de la presa para los visitantes, especialmente en el caso de una presa de almacenamiento, donde su lago será utilizado con fines recreativos. Cuando se permita el tráfico de vehículos por encima de la coronación, debe de construirse una rotonda en el extremo final de la carretera.

(b) *Anchura* - La anchura de la coronación de una presa de tierra depende de diversos factores; 1) naturaleza de los materiales empleados en el terraplén y distancia mínima

admisible de filtración a través del dique con niveles normales de embalse, 2) altura e importancia de la estructura, 3) necesidad de acondicionar una carretera en ella, y 4) posibilidad de su construcción. La anchura mínima de coronación debe ser tal que proporcione, con un coeficiente de seguridad adecuado, un gradiente de filtración a través del dique a nivel de embalse lleno. Debido a las dificultades prácticas existentes para determinar este coeficiente, la anchura de coronación como norma se determina empíricamente y con amplitud basándose en la información existente. Se sugiere la fórmula siguiente para la determinación del ancho de coronación para presas de tierra pequeñas:

$$w = \frac{z}{5} + 3 \qquad (12)$$

donde:

w = al ancho de coronación en metros, y

z = a la altura de la presa en metros desde el punto más bajo en el lecho del río.

Para facilitar la construcción con un equipo adecuado, la anchura mínima no debe ser inferior a 3,5 metros. En algunos casos, la anchura mínima está determinada por la necesidad de instalar una carretera sobre ella.

(c) *Drenaje* – Hay que abombar la superficie de drenaje de la coronación al menos 8 cm., o inclinar la coronación para que drene hacia el talud aguas arriba. Se prefiere el último método a no ser que la pendiente aguas abajo esté protegida contra la erosión.

(d) *Bombeo* – Normalmente en las presas de tierra se da un bombeo al perfil de la coronación, para asegurarse de que el resguardo no se verá disminuido por el asiento del cimiento o la consolidación del terraplén. La determinación del bombeo necesario es arbitraria; se basa en la cantidad probable de asientos del cimiento y consolidación del terraplén que se supone puede producirse, al objeto de que quede altura suficiente de resguardo después de verificados estos dos fenómenos. Este bombeo residual también mejora el aspecto de la coronación.

Los materiales impermeables colocados con densidades aproximadamente correspondientes a la máxima Proctor se consolidarán apreciablemente cuando se les someta a cargas debidas a las capas de relleno. Sin embargo, se supone que la mayor parte de esta consolidación se producirá durante la construcción y antes de que se termine el terraplén, y por consiguiente, el asiento supuesto para el cimiento es el factor más importante. Para presas construidas sobre cimientos poco compresibles se considera, generalmente, un bombeo de aproximadamente el 1 por 100 de su altura. En el caso de presas construidas sobre cimientos en que se puedan producir importantes asientos serán necesarios varios centímetros. En los Estándares de Diseño de USBR Nº 13, capítulo 9 se indica un método para determinar el asiento de una cimentación [54]. Deben de utilizarse interpolaciones lineales para variar la cantidad de bombeo y hacerla aproximadamente proporcional a la altura del dique. Estas ecuaciones son fáciles de usar y se ajustan bien a los bombeos construidos "in situ".

La cantidad de material necesario para construir el bombeo es insignificante, ya que el aumento de altura del dique se obtiene por medio de la inclinación de los taludes en la coronación, tal y como se muestra en la figura 6-45. La modificación de la sección del dique debida a la adición del bombeo no se tiene en cuenta en la elección de los taludes para la estabilidad de las presas.

(e) *Recubrimiento* - Hay que colocar algún tipo de recubrimiento encima de la coronación para protegerla contra los posibles daños producidos por el chapoteo y los rociones de las olas, la lluvia, el viento y el desgaste y la rotura producidos por el tráfico cuando se emplea como carretera. El tratamiento usual consiste en la colocación de una capa de finos de roca o gravas con un espesor mínimo de 10 centímetros. En el caso de que la coronación vaya a utilizarse como calzada, la anchura y el tipo de recubrimiento será el mismo que el de la carretera de la cual forma parte.

UDHCONECTA.COM

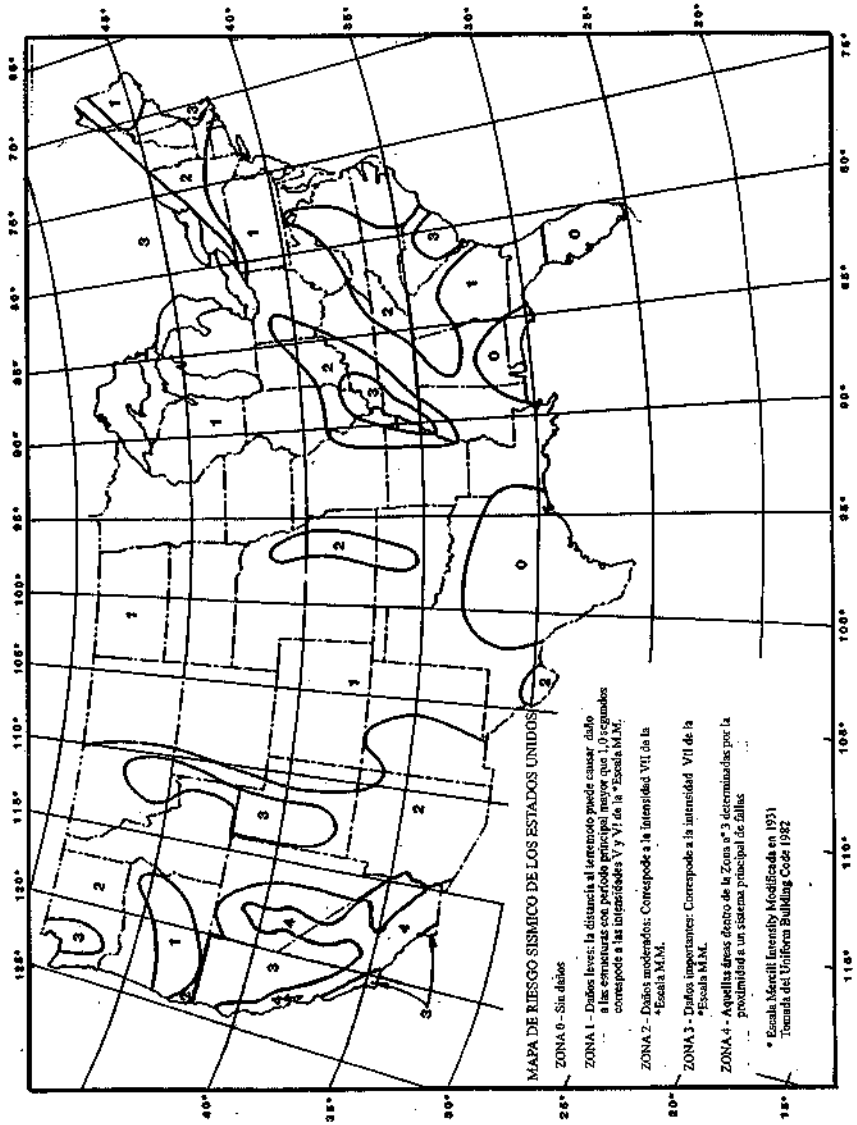


Figura 6-44.Mapa de riesgo sísmico de los Estados Unidos. 103-D-1830

(f) *Requisitos de Seguridad* - Cuando la coronación se emplee como carretera, deben construirse a ambos lados barandillas del tipo de cables o de vigas. Si no se sabe en principio, que va a ser cruzada por una carretera, puede proyectarse la coronación con pilares colocados a intervalos de 7,5 metros, o con grandes piedras colocadas a lo largo de la coronación. Si no va a pasar tráfico o habrá muy poco, puede no ser necesario tratarla.

(g) *Zonificación.*- La colocación incorrecta de los materiales en su zona adecuada lleva a poco control en la construcción, pérdida de tiempo y la posibilidad de la rotura de la coronación.

Tanto para presas homogéneas como heterogéneas, debe de considerarse la forma en que la protección de los taludes y la cimentación intersecan la coronación. Puede ser necesario reducir el espesor de las capas de protección para reducir la pendiente de los taludes cerca de la coronación, para permitir construir las zonas permeables o impermeables o para facilitar la instalación de postes. Hay que asegurarse de que la protección restante del talud resistirá adecuadamente a las olas. En las presas heterogéneas, una práctica común es limitar la altura del material del núcleo a algunos centímetros por debajo de la coronación porque, las zonas impermeables que llegan hasta la coronación están sometidas a daños, producidos por la acción del hielo, que producen una disminución en la densidad del suelo y la formación de desagradables grietas de contracción debidas a la desecación. Cualquiera de estos problemas puede producir caminos por el que pase el agua, lo cual puede producir erosión o incluso rotura. En las presas homogéneas donde la acción del hielo o las grietas por retracción pueden ser problemáticas, siempre se debe de colocar un recubrimiento en la coronación. La parte superior del núcleo impermeable debe de mantenerse por encima del máximo nivel del agua para evitar filtraciones o sifonamiento por capilaridad en el punto más alto del material del núcleo, a embalse lleno. También debe de considerarse la necesidad de filtros o zonificación que prevenga la erosión del material por las grietas en zonas impermeables.

La pendiente de la coronación debida al bombeo no debe de ser muy pronunciada para facilitar su construcción.

(h) *Detalles típicos de una Coronación.* - En las figuras 6-84 y 6-85 se muestra la forma de la coronación de la presa de Wasco: tiene un bombeo de 15 centímetros y una anchura de coronación mínima de 4,25 m. para asegurar el espacio necesario para la adecuada compactación de la zona impermeable por las apisonadoras. El material del núcleo se colocó 1 m. más alto que la cota máxima del agua. Nótese que la parte alta del material de la coronación está inclinado hacia el embalse para facilitar el drenaje.

En la figura 6-45 se muestran varios detalles adicionales de coronaciones de presas del Bureau.

6.21. Resguardos.

Se entiende por resguardo la distancia vertical que existe entre la coronación del dique (sin considerar el bombeo) y el nivel máximo del embalse. El término más específico "resguardo normal" se define como la diferencia de alturas entre la coronación de la presa y el nivel normal de embalse, fijado por las necesidades del proyecto. El "resguardo mínimo" se define como la diferencia de alturas entre la coronación de la presa y el máximo nivel de embalse, que puede producirse durante la avenida de proyecto, suponiendo que el aliviadero y los desagües funcionan conforme a lo previsto. La diferencia entre los resguardos normal y mínimo representa la altura de sobrecarga (ver apartado 9.3). Si el aliviadero no está controlado, existirá siempre una altura de sobrecarga; si el aliviadero tiene compuertas es posible que el resguardo normal y el mínimo lleguen a ser iguales.

UDHCONECTA.COM

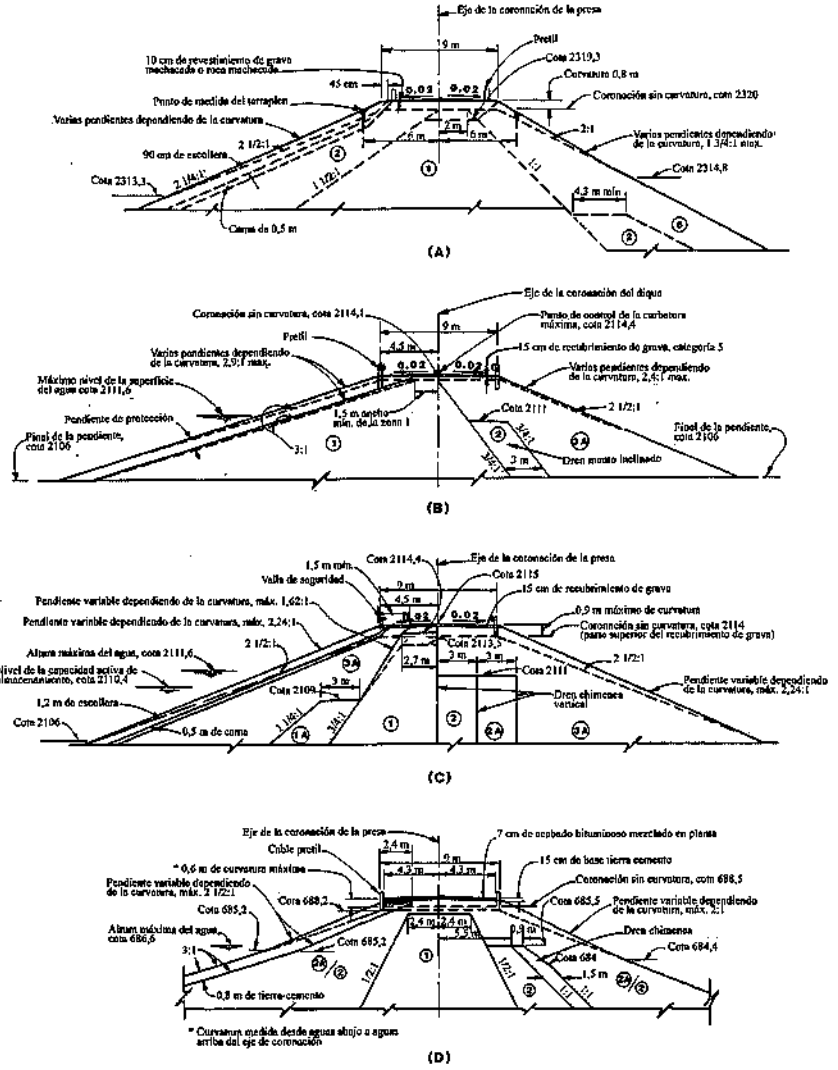


Figura 6-45. Ejemplos de detalles de coronaciones con bombeo máximo. 103-D-1831

Se hace cierta distinción entre los resguardos mínimo y normal debido a la diferencia de condiciones necesarias para el resguardo si existe sobrecarga. El resguardo normal debe de cumplir las condiciones necesarias para el caso de embalse a largo plazo. Debe de ser suficiente para evitar la filtración a través del núcleo que ha sido alterado por la acción del hielo, o que se ha roto debido a la desecación. Esto es de particular importancia para el caso de presas cuyo núcleo está formado por materiales del tipo CL o CH, cuando se construye en zonas donde pueden producirse fríos muy intensos o de calor muy seco. Asimismo debe de ser suficiente para impedir el vertido por coronación debido a la acción de olas de rara ocurrencia y que pueden producirse con vientos continuados de gran velocidad en una cierta dirección crítica.

El resguardo mínimo se dispone para evitar el vertido cuando la acción de las olas coincida con la avenida de proyecto. El resguardo mínimo debe proporcionar un factor de seguridad adecuado contra diversas contingencias tales como, un asiento de la presa superior al tomado para determinar el bombeo, la posibilidad de una avenida mayor que la de proyecto, o un mal funcionamiento del control del aliviadero o de los desagües, que produzca un aumento del nivel máximo de agua sobre el supuesto. En algunos casos, especialmente cuando la avenida máxima probable se toma como base para el proyecto, puede establecerse el resguardo mínimo partiendo de la hipótesis, de que la presa no debe verter por coronación debido al mal funcionamiento del aliviadero controlado o de los desagües; mal funcionamiento que pudiera producirse debido a un fallo humano o mecánico en la apertura de las compuertas. En tales casos, no es necesario emplear la hipótesis de la acción de las olas o cualquier otro tipo de contingencia.

La determinación racional del resguardo requiere la determinación de la altura y acción de las olas. La altura de las olas producidas por el viento en un embalse depende de la velocidad y duración del viento, el fetch[7], profundidad y anchura del embalse. La altura de las olas, al aproximarse al paramento de aguas arriba de la presa, puede alterarse al aumentar la profundidad o disminuir la anchura del embalse. En cuanto al contacto con el paramento de la presa, el efecto de las olas dependerá del ángulo del tren de olas con la presa y del talud y textura del paramento de aguas arriba. El paramento en talud de una presa de tierra permite a las olas moverse sobre un plano inclinado y gastar parte de su energía en la elevación del agua en vez de producir un choque directo contra el paramento, como en el caso de una pared vertical. La superficie rugosa de una escollera disminuye el impulso de la ola, aproximadamente 1,5 veces su altura, pero el impulso puede ser considerablemente mayor para el caso de superficies suaves, tales como las del hormigón. Debido a la falta de datos sobre la altura de las olas y consecuente sobreelevación del nivel medio, la determinación del resguardo ha de basarse en estimaciones, así como en la consideración de los factores locales.

En una publicación de la A.S.C.E. (American Society of Civil Engineers) [55] se da un resumen de las principales fórmulas empíricas existentes para determinar la altura de las olas. De ellas se extrajo la tabla 6-7.

Deben tenerse en cuenta, al elegir la máxima velocidad del viento, todas las condiciones que afectan a la situación de la presa respecto al viento. Se admite, desde el punto de vista geofísico, que ninguna localidad está exenta de la posibilidad de vientos hasta de 160 Kms. por hora, por lo menos una vez durante un período de muchos años, pero algunas localidades en particular pueden estar resguardadas

[7] El fetch es la distancia en la cual el viento puede actuar sobre una masa de agua. Generalmente se define como la distancia normal desde la orilla opuesta en la dirección del viento hasta la estructura que se quiera diseñar. No obstante, el fetch "efectivo" puede tener un camino ligeramente ondulado, como cuando el viento recorre el valle de un río sinuoso entre dos crestas.

UDHCONECTA.COM

topográficamente contra los vientos sostenidos de alta velocidad. En estas condiciones pueden admitirse velocidades máximas de 120 kilómetros por hora, e incluso de 80 kilómetros.

Tabla 6-7.-Altura de ola en función del fench y de la velocidad del viento. De [55]

Fetch en kilómetros	Velocidad del viento en kilómetros por hora	Altura de la ola en metros
1,6	80	0,82
1,6	120	0,91
4	80	0,96
4	120	1,10
4	160	1,19
8	80	1,13
8	120	1,31
8	160	1,46
16	80	1,37
16	120	1,66
16	160	1,86

Para el proyecto de presas pequeñas con taludes de escollera, se recomienda que el resguardo sea suficiente para evitar el desbordamiento de la presa debido a una sobreelevación de las olas igual a 1,5 veces la altura obtenida interpolando en la tabla anterior, medida verticalmente desde el nivel del agua en reposo. El resguardo normal debe de calcularse partiendo de una velocidad de 160 Km/h. y el mínimo con una velocidad de 80 Km/h. Partiendo de estas hipótesis y de las consideraciones referentes al resguardo indicadas anteriormente, se obtiene una tabla, que se da a continuación, con las menores alturas recomendadas para resguardos normal y mínimo en presas de tierra con taludes protegidos por escolleras; el proyecto de la presa deberá satisfacer las condiciones más críticas.

Es necesario un aumento en el resguardo dado por la tabla 6-8, en el caso de presas cuyo fetch sea igual o menor que 4 kilómetros si la presa está situada en climas muy fríos o muy calurosos y secos, particularmente si para la construcción del núcleo se emplean suelos del tipo CL y CH. Asimismo, se recomienda que el resguardo indicado en la tabla 6-8, se aumente en un 50 por 100 si el paramento de aguas arriba va a tener un pavimento suave. Los métodos anteriores para determinar el resguardo necesario son adecuados para pequeñas presas. En los Estándares de Diseño de USBR N°13, capítulo 13, y el Bureau of Reclamation ACER Memoradum Técnico N°2 se incluye una discusión más profunda de los requisitos y determinación del resguardo.

Tabla 6-8.-Resguardo recomendado, normal y mínimo, en función del fench

Fetch en kilómetros	Resguardo normal en metros	Resguardo mínimo en metros
< 1,6	1,2	0,9
1,6	1,5	1,2
4	1,8	1,5
8	2,4	1,8
16	3,0	2,1

6.22. *Protección del paramento de aguas arriba.*

a) *Generalidades.*-El paramento de aguas arriba de una presa de tierra debe de estar protegido contra la acción destructiva de las olas. En algunos casos, debe de preverse la posibilidad de formación de madrigueras. Los tipos usuales de protección para los taludes de aguas arriba, son: escollera, ya sea vertida o colocada a mano, y los pavimentos de hormigón. Se han empleado otros tipos de protección tales como el acero, pavimentos bituminosos, bloques prefabricados y (en estructuras pequeñas y relativamente poco importantes) mimbres acolchados y sacos de hormigón. La protección debe de extenderse desde la coronación de la presa hasta una distancia por debajo del nivel mínimo de agua lo suficientemente segura (normalmente algunos decímetros) y debe de terminar sobre una berma de soporte.

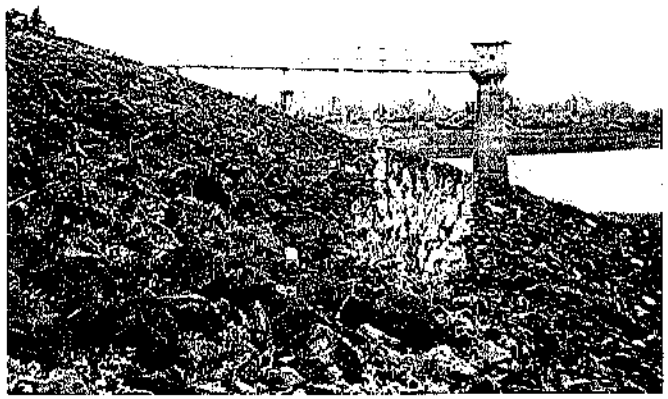


Figura 6-46.-Escollera en el talud de aguas arriba de una presa de tierra en excelente estado después de 50 años de servicio. La estructura corresponde a la presa de Golb Springs, Oregón, que forma parte del proyecto Umatilla de un embalse fuera del cauce, en Oregón. IO-2194

b) *Elección del tipo de protección.*-La experiencia ha demostrado que en la mayor parte de los casos la escollera vertida proporciona el mejor tipo de protección con el coste mínimo. El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos ha examinado aproximadamente 100 presas situadas en zonas diversas con una amplia variedad de condiciones climáticas y amplitud del oleaje para determinar cuál es el método de protección más práctico y económico [56]. Las presas tenían de 5 a 50 años de existencia. Esta inspección demostró que:

1. La escollera vertida falló en un 5 por 100 de los casos en que fue empleada, atribuyéndose el fallo al tamaño inadecuado de las rocas.
2. La escollera colocada a mano falló en un 30 por 100 de los casos, debido al método corriente de construcción por hiladas.
3. El pavimento de hormigón falló en un 36 por 100 de los casos debido a las deficiencias inherentes a este tipo de construcción.

Este examen determinó que el tipo de escollera vertida era el preferible para la protección de los taludes de aguas arriba. El excelente servicio realizado por la escollera vertida viene demostrado por el caso de la presa de Cold Springs construida por el Bureau of Reclamation. La figura 6-46 indica el estado de la escollera en el paramento de aguas arriba de esta presa después de cincuenta años de servicio. El único gasto de conservación durante este período fue la sustitución de parte de la escollera, que fue desalojada, cerca del centro de la presa, por una tormenta particularmente fuerte en el año 1931. Aunque se han producido posteriormente algunos movimientos no han sido lo suficientemente fuertes para necesitar una reparación ulterior.

La superioridad de la escollera vertida para protección del talud de aguas arriba y su pequeño coste de mantenimiento comparado con otros tipos de protección, han demostrado de forma convincente, que es económico el transporte de roca desde distancias considerables para evitar la construcción de otros tipos de protección de taludes para

UDHCONECTA.COM

grandes presas. Por ejemplo, el Bureau of Reclamation ha hecho un transporte de roca desde lugares que requerían un transporte de ferrocarril de más de 320 kilómetros, y un transporte de camión de 38 kilómetros, desde la estación a la presa; en una obra realizada por el Corps of Engineers se ha transportado roca desde distancias de 270 kilómetros.

Cuando la posibilidad de obtención de roca es pequeña debido a la distancia de transporte, puede considerarse económico el empleo de escollera colocada a mano, a pesar del mayor coste del material y de la mano de obra, ya que se disminuye el volumen de material. La escollera colocada a mano es adecuada cuando no está expuesta a condiciones atmosféricas de baja temperatura, pero la roca debe de ser de mejor calidad que la admitida para la escollera vertida y su colocación debe de ser tal que su calidad y apariencia se aproxime a la de la mampostería colocada en seco. Debe de admitirse que la escollera colocada a mano no es tan flexible como la vertida, puesto que no puede ajustarse tan adecuadamente a los asientos locales o del cimiento. En consecuencia la escollera colocada a mano no debe utilizarse donde se espere que han de producirse grandes asientos.

El pavimento de hormigón merece seria consideración para protección de los taludes de aguas arriba donde el empleo de la escollera sea demasiado caro (normalmente debido al elevado coste de transporte). El éxito del pavimento de hormigón, como medio de protección de taludes, depende de la valoración de las condiciones de campo, del comportamiento del terraplén, así como de la capacidad del pavimento para resistir la rotura y el deterioro. El pavimento de hormigón ha dado buenos resultados en algunos casos en que la acción de las olas era moderada. Un ejemplo es el de la presa de Mckay construida por el Bureau of Reclamation cerca de Pendleton, Oregón. Esta protección, aunque expuesta a duras condiciones climatológicas, está en excelentes condiciones después de 40 años de servicio, (ver en la figura 6-47).

Donde se supone que ha de producirse una fuerte acción de las olas, se puede colocar hormigón solamente cuando se tenga la seguridad de que los asientos, después de la construcción, serán insignificantes. Al comparar los costes de la protección de hormigón y de escollera, debe de tenerse en cuenta el coste de cualquier medida adicional necesaria para disminuir el asiento y el resguardo suplementario obligado por una mayor sobreelevación de las olas sobre la superficie suave del hormigón.

Deben de tenerse en cuenta otros tipos de protección de taludes, como los bloques de hormigón prefabricados, pavimentos bituminosos, suelos estabilizados con cemento y recubrimiento de acero. Los pavimentos bituminosos y de suelos estabilizados con cemento, muchas veces proporcionan alternativas económicas de protección de taludes. El tipo de colchón de mimbre y de sacos de cemento deben de emplearse únicamente en estructuras muy pequeñas y donde el coste de cualquier otro tipo de protección permanente sea prohibitivo.

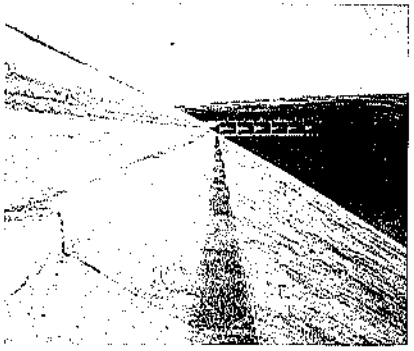


Figura 6-47.-Talud de aguas arriba pavimentado en una presa de tierra, en excelente estado después de 40 años de servicio. La estructura corresponde a la presa Mckay sobre un afluente del río Umatilla, Oregón. 288-D-2878

En lo que a este texto se refiere, se tratarán los siguientes tipos de protección de taludes:

- Escollera vertida
- Escollera colocada a mano
- Pavimento de hormigón
- Suelo cemento.

En el apartado 7.11 se comenta la protección de taludes con hormigón asfáltico.

c) *Escollera vertida.*-La escollera vertida consiste en piedras o fragmentos de roca vertida "in situ", en el talud de aguas arriba de un dique, para protegerlo contra las olas. La escollera se vierte sobre un filtro de granulometría adecuada que puede colocarse especialmente para este caso o puede ser la parte más exterior del terraplén heterogéneo.

La figura 6-48 muestra la colocación de la escollera en la presa Meeks Cabin, construida por el Bureau of Recamation. La escollera es una arenisca feldespática con el peso específico de 2,58.

La eficacia de la escollera vertida depende de las siguientes características:

- Calidad de la roca.
- Peso o tamaño de las piedras individuales.
- Espesor de la protección.
- Forma de las piedras o fragmentos rocosos.
- Talud del terraplén en el que se va a colocar la escollera.
- Estabilidad y eficacia del filtro sobre el que se coloca la escollera.



Figura 6-48.- Vertido de escollera en el talud de aguas arriba. Presa de Meeks Cabin, Wyoming. P415-432-720

UDHCONECTA.COM

La roca para escollera debe ser dura, densa y capaz de resistir la meteorización. La mayor parte de las rocas ígneas y metamórficas, muchas de las piedras calizas y algunas areniscas producen excelente escollera. Las calizas y areniscas no son adecuadas, si tienen una estructura pizarrosa. La elección de las rocas para escollera desde el punto de vista de su calidad se determina: por inspección visual, por ensayos de laboratorio para determinar su resistencia a la meteorización y abrasión y por exámenes petrográficos mediante los que se determina la estructura y su efecto en la durabilidad. Los ensayos de laboratorio se describen en el capítulo 5.

Cada pieza individual debe tener el suficiente peso, para resistir el desplazamiento debido a la acción de las olas, que no depende necesariamente de la altura de la presa. Es un error considerar que sólo se necesita roca de gran tamaño en grandes presas mientras que rocas de tamaño pequeño darán suficiente protección al talud para terraplenes pequeños sin tener en cuenta factores tales como la velocidad y dirección del viento y el fetch. Esto puede demostrarse comparando la figura 6-49 con la 6-46. La presa de Cold Springs (fig. 6-46), tiene 27,45 metros de altura y su talud de aguas arriba está protegido por una capa de 60 centímetros de espesor de roca basáltica, con un peso medio de los fragmentos más grandes que no sobrepasa los 50 kilogramos. La acción de las olas en este embalse no es muy fuerte y la escollera ha realizado un servicio satisfactorio durante cincuenta años, necesitando un pequeño gasto de conservación. La figura 6-49 muestra una escollera que contiene fragmentos relativamente grandes y que ha sido destruida, en el talud de aguas arriba de un dique de poca altura, pero sometido a una fuerte acción de olas.

El peso o el tamaño de las piezas necesario para resistir el desplazamiento debido a las olas, puede determinarse teóricamente según las consideraciones hechas en el informe de la A.S.C.E. , al que se hace referencia también en las condiciones del resguardo [55]. Este método está basado en la hipótesis de que la fuerza que ejerce la ola sobre la piedra en el paramento de una presa, no puede ser mayor que la de una corriente que circule a una velocidad igual a la de las partículas de la ola. Estos métodos teóricos están de acuerdo con la experiencia y los resultados de análisis realizados en gran número de presas de tierra por el Bureau of Reclamation.

El espesor de la capa de escollera debe ser el suficiente para alojar convenientemente el peso y el tamaño de la piedra necesarios para resistir la acción de las olas. El Bureau of Reclamation ha llegado a la conclusión de que un espesor de 90 centímetros es generalmente el más económico y satisfactorio para grandes presas. Deben emplearse espesores más pequeños en presas pequeñas o en diques donde la acción de las olas sea menos fuerte que en estructuras más importantes. También se utilizan espesores menores para la parte superior de los taludes de presas cuyos embalses se utilizan principalmente para laminación de avenidas, debido a la poca frecuencia y al pequeño intervalo de tiempo a que está sometida dicha parte superior a la acción de las olas. Deben utilizarse mayores espesores en aquellos casos en que la roca empleada tenga un peso específico muy bajo (menor de 2,5). La tabla 6-9 da los espesores recomendados y la granulometría de la escollera vertida para pequeñas presas para fetch menor o igual que 4 Km y mayor que 4 Km, basándose en consideraciones teóricas y en la experiencia y práctica del Bureau of Reclamation.

La forma de las piedras o de los fragmentos de roca influye en la capacidad de la escollera para resistir los desplazamientos debidos a la acción de las olas. Los fragmentos angulosos de roca machacada tienden a acodalarse y resisten mejor los desplazamientos que los cantos rodados o los bolos. Los valores dados en la tabla 6-9 sólo son válidos para fragmentos angulosos. Si van a emplearse cantos rodados o bolos, según se indica en la figura 4-1, se necesita una capa de más espesor y unas piedras de mayor tamaño o si no suavizar el talud del dique más de lo necesario para su estabilidad, de forma que se garantice el equilibrio de la escollera, especialmente si los cantos rodados son de diámetro uniforme.

La tabla 6-9 sólo es utilizable para determinar espesores y granulometría de escolleras con taludes de 3:1. Para taludes de 2:1 se debe utilizar un espesor de 90 cm con la gradación correspondiente a un espesor de 90 cm en la tabla.

En la parte inferior de la escollera debe de colocarse una capa de grava graduada cuando el material compactado de la presa de tierra tenga tal granulometría, que pueda producirse el arrastre de partículas a través de los huecos de la escollera por la acción de las olas. No es necesaria esta capa si la zona exterior del dique está formada por gravas. Las capas de piedra partida o de grava natural con una granulometría que oscila entre 0,5 y 9 centímetros, con un espesor igual a la mitad del espesor de la escollera (pero no menor de 30 centímetros) se han probado satisfactoriamente en la práctica. La granulometría de la capa puede determinarse más exactamente por el criterio dado en la sección 6.10(i) para los filtros. En la figura 6-50 se muestra un ejemplo de un talud terminado en escollera. La estructura es de la Presa de Blue Mesa en Colorado.

Los procedimientos anteriores son, en general, adecuados para el diseño de pequeñas presas. Los Estándares de Diseño de USBR Nº13, capítulo 7, contienen el criterio actual de diseño del Bureau para protección de taludes con escollera vertida.



Figura 6-49.-Desplazamiento de la escollera en un dique de poca altura por la acción de las olas. 288-D-2936

Tabla 6-9.-Límites de granulometría y espesor de una protección de escollera con taludes de 3:1. Para roca angular de cantera

Fetch del embalse, km	Espesor nominal en cm	Peso de la escollera(kg) para varios porcentajes (en peso)[1]			
		Tamaño máximo	40 a 50%	50 a 60 %	[2]0 a 10 %
≤ 4	75	1125	> 565	35 a 565	< 35
> 4	90	2000	> 1000	45 a 1000	< 45

[1] La arena y el polvo de la roca deben de suponer menos del 5 %, en peso, del total de la escollera
[2] El porcentaje de este tamaño de material no debe exceder la cantidad que pueda rellenar los huecos entre las grandes piedras

d) *Escollera colocada a mano.*-Un buen ejemplo de escollera colocada a mano es el de la figura 6-51. La protección del talud del paramento de aguas arriba, está en excelentes condiciones de conservación, después de 36 años de servicio. La escollera colocada a mano está compuesta de piedras cuidadosamente colocadas en hiladas más o menos definidas con una mínima cantidad de huecos y de forma que la parte exterior resulte una superficie relativamente suave. Las piedras redondeadas o irregulares se colocan más difícil y lentamente que la piedra que es aproximadamente cuadrada; la piedra de caras

UDHCONECTA.COM

planas y naturaleza estratificada debe colocarse con los planos principales de estratificación normales al talud. Las juntas deben de ser tan discontinuas como sea posible y la abertura de las juntas hasta el relleno subyacente debe evitarse colocando cuidadosamente los diversos tamaños de piedras y cerrando los huecos por medio de ripios. Sin embargo, debe de haber aberturas suficientes en la superficie de la escollera para permitir la aireación de la capa inferior.

La piedra para este tipo de protección debe de ser de calidad excelente. El espesor de la escollera colocada a mano debe ser la mitad del necesario para escollera vertida, pero no inferior a 30 centímetros; asimismo es necesario colocar una capa filtrante debajo de la escollera si la capa subyacente de la presa de tierra no está formada por grava.

e) *Protección de hormigón.*-Si se hiciese una recopilación de todos los casos en que se ha empleado hormigón para la protección de los taludes de aguas arriba de las presas de tierra, se vería que el número de roturas es inmenso. La protección de hormigón se utiliza tanto en presas de tierra como de escollera, aunque su comportamiento en presas de escollera (capítulo 7) es mucho mejor. Desafortunadamente, el hecho de que algunas estructuras protegidas con paramentos de hormigón hayan permanecido en pie soportando el paso del tiempo, impulsa a los ingenieros a emplear este tipo de construcción, muchas veces sin las referencias suficientes sobre realizaciones insatisfactorias anteriores. Un paramento de hormigón adecuadamente proyectado y construido no es nunca barato. El desconocimiento y complejidad de las fuerzas que pueden actuar sobre un pavimento de hormigón obligan a emplear un criterio conservador siempre que se considera este tipo de protección. Las recomendaciones que se indican a continuación son suficientemente conservadoras, pero el número de situaciones estudiadas es tan limitado que no hay seguridad de que se haya dado la consideración adecuada a todos los tipos posibles que puedan producirse.

Los pavimentos de hormigón empleados para la protección del talud deben extenderse desde la coronación de la presa hasta varios decímetros por debajo del nivel mínimo de agua. Debe de terminarse en una berma y contra un bordillo de hormigón o refuerzo que debe de extenderse por lo menos medio metro por debajo de la superficie del pavimento.

Para presas con una altura aproximada de 15 metros se recomienda un espesor de 20 centímetros; el espesor mínimo para presas más bajas, debe de ser 15 centímetros. Aunque los pavimentos de hormigón se construyen en bloques, el método que ha dado mejores resultados ha sido aquel que ha procurado producir un monolitismo mayor, con las precauciones necesarias para evitar la filtración y, por lo tanto la formación de subpresiones. El buen servicio realizado por el paramento de aguas arriba de la presa de Mckay (fig. 6-47) se atribuye al monolitismo de su construcción, durabilidad del hormigón, pequeños asientos de la presa o del cimiento y a la permeabilidad de la capa subyacente, que evita la producción de subpresiones incluso a través de la pequeña cantidad de grietas que se han producido.

En contraste con el éxito obtenido por la presa de Mckay, está la experiencia del Bureau of Reclamation con la presa Belle Fourche. En este ejemplo no se utilizó la construcción monolítica. El pavimento estaba formado por bloques de un espesor de 20 centímetros y dimensiones aproximadas de 2 metros por 1,50 metros, colocados directamente sobre la capa impermeable del terraplén. El estado del pavimento después de cuarenta años de servicio puede verse en la figura 6-52. Se ha necesitado un gasto considerable de conservación durante todos estos años; cierta cantidad de bloques han sido desplazados y rotos por la acción de las olas y la subpresión producida bajo las placas. Comparado con el comportamiento general de las protecciones de escollera o el pavimento de hormigón de la figura 6-47, este tipo no puede considerarse satisfactorio.

Si no es posible realizar una construcción monolítica, es necesario dejar juntas de dilatación lo más separadas posible; las juntas de construcción deben de evitarse todo lo que se pueda. La placa debe de estar armada con barras en ambas direcciones, colocadas en la superficie media y lograr la continuidad pasándolas a través de las juntas de construcción. El área de acero en cada dirección debe de ser igual a 0,5 por 100 del área del hormigón. Las juntas deben sellarse con rellenos plásticos y las grietas que se produzcan deben de cerrarse inmediatamente con lechada o cualquier otro producto.

f) *Suelo-cemento.*- En los últimos años, el suelo-cemento como material de recubrimiento para presas de tierra ha comenzado a ser económico, cuando no hay escollera cercana a la presa. Se prefiere una cimentación razonablemente firme para que la deformación después de colocar el suelo-cemento sea insignificante; sin embargo, no se necesita incorporar características especiales de diseño en la presa. Se utilizan los procedimientos normales de construcción, quizás con un cuidado especial para asegurar la mínima consolidación de la presa y el asiento de los cimientos tras la construcción. En la figura 6-53 se muestra la protección del talud con suelo-cemento utilizado en la presa de Cheney en Kansas.

El suelo-cemento generalmente se coloca y compacta en terrazas horizontales, como se muestra en la figura 6-54. Esto proporciona la eficiencia de construcción máxima y efectividad operacional. Con las pendientes de los taludes típicas 2:1 y 4:1, una capa horizontal de 2,5 m. de anchura proporcionará un espesor de 0,6 y 1 m. respectivamente, medida perpendicularmente a la pendiente. Empezando en la capa más baja de suelo-cemento, cada capa sucesiva se retranquea a una distancia igual al producto del espesor de la capa compactada (en cm) por la pendiente del talud. Por ejemplo, si el espesor de la capa es de 15 cm y la pendiente es 2:1, el retranqueo es = 15 (2) = 30 cm. El espesor normal de la capa compactada es de 15 cm. Las capas de suelo-cemento de estas dimensiones pueden ser colocadas con efectividad y compactadas con equipos estándares de carreteras.

A veces se utiliza un método que forma una capa única de suelo-cemento paralela al talud, en las áreas menos críticas.

Si la capa de suelo-cemento no comienza al nivel del suelo natural, la parte más baja del talud debe tener menos pendiente que la parte protegida con suelo-cemento; o colocar una berma en la parte más baja del recubrimiento. Es esencial que el suelo-cemento esté extendido debajo del nivel mínimo del agua y por encima del máximo nivel del agua. La parte alta del recubrimiento debe de tener un resguardo de al menos 1,2 veces la altura de la ola máxima prevista., o 1.5 m, (el mayor valor de los anteriores). Los bordes de las capas de suelo-cemento terminadas no se deben de recortar, ya que los bordes redondeados ayudan a retrasar la rotura por el oleaje (figura 6-53).

El suelo-cemento puede hacerse con una amplia variedad de suelos. El principal criterio para determinar el tipo de suelo es la granulometría. Suelos arenosos o de gravas con una granulometría adecuada que contengan entre un 10 a un 25 por ciento de material que pase por el tamiz N°200 son ideales (American Society for Testing and Materials Standard Sieves Series). Estos suelos pueden ser estabilizados adecuadamente con 3 a 5 sacos de cemento por 0,8 m^3 de suelo-cemento compactado. Se utiliza una compactación y colocación estándar; se describe por Holtz y Walter [57]. Si la cantidad de material que es menor que el tamiz N° 200 es superior al 35 por ciento, es justificable, desde el punto de vista de costes, tratar de buscar un material de granulometría adecuada. Los suelos que contengan un 50 por ciento o más material que pase el tamiz N°200 no son recomendables para su uso en su estado natural.

UDHCONECTA.COM

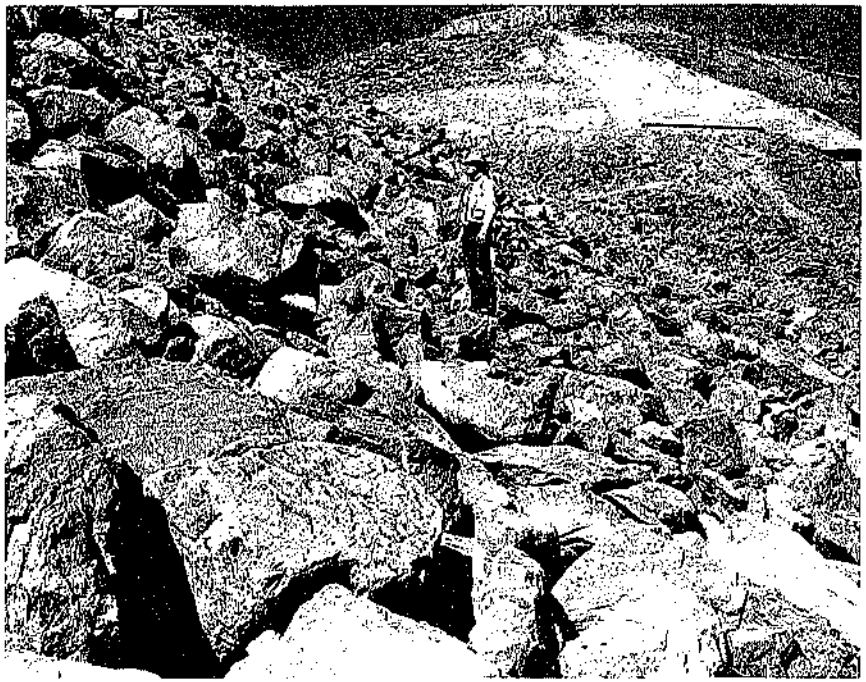


Figura 6-50.- Escollera de protección terminada en la cara de aguas arriba de la Presa de Blue Mesa, Colorado. P662A-427-10496NA.

Puede utilizarse cualquier tipo de cemento portland que cumpla los requisitos de ASTM (American Society for Testing Materials), AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), o las especificaciones Federales. El más utilizado es el tipo 1, cemento normal portland, debido a que las características especiales de los otros tipos de cemento portland no se necesitan para el suelo-cemento [55]. Se necesitan ensayos de laboratorio estándares para verificar que el suelo sea adecuado y el contenido de cemento necesario, contenido de humedad óptimo, máximo peso unitario seco del suelo cemento.

Una vez que se ha clasificado el suelo por su paso por los tamices y otros ensayos; puede estimarse el contenido en cemento necesario. Se determinan las curvas de humedad por peso unitario para los ensayos de mezclas. Para determinar el contenido óptimo de humedad y el peso unitario seco máximo de la mezcla con precisión, se utiliza el contenido en cemento estimado y al menos cuatro contenidos de humedad.

Se preparan un número de cilindros para ensayo, utilizando el contenido estimado de cemento y con un contenido en cemento de un 2 por ciento por encima y por debajo del contenido estimado. Los resultados de los criterios de húmedo-seco, congelado-deshielo y pérdida de peso. Entonces, se incrementa ese contenido necesario de cemento en un 2 por ciento para aumentar la resistencia a la erosión. Si es necesario utilizar un suelo que contenga más de un 50 por ciento de finos, el contenido en cemento debe incrementarse en un 4 por ciento para aumentar la resistencia en la erosión. Para la mayoría de los suelos, se considera típico un contenido total de cemento de un 10 a un 12 por ciento por volumen de suelo-cemento compactado.



Figura 6.51.-Escollera colocada a mano en el dique de Indian Creek, situada fuera del cauce, para el embalse de Strawberry, parte de un proyecto de transvase en Utah. 288-D-2935

Los ensayos de compresión para el suelo-cemento se consideran adicionales a los ensayos estándares de suelo-cemento. Las mezclas de suelo-cemento con una resistencia a la compresión de 450 libras/pulgada^2 (32 Kg/cm^2), o más a los 7 días generalmente pasará los ensayos de húmedo-seco y congelado-deshielo. Si se utiliza un contenido aproximado de cemento de un 10 por ciento, a los 7 días se tiene una resistencia a la compresión de 500 a 1.000 libras/pulgada^2 (35 a 70 Kg/cm^2). La figura 6-55 muestra la colocación de recubrimiento de suelo-cemento en la Presa de Starvation en Utah.

En el capítulo 17 de los Estándares de Diseño de USBR se incluyen los criterios actuales e información sobre el diseño y construcción de suelo-cemento.

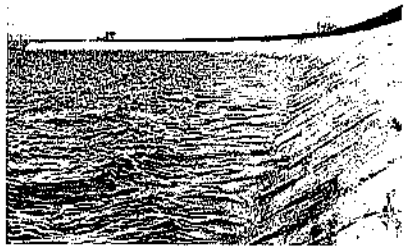


Figura 6.52.-Bloques de revestimiento de hormigón en el talud de aguas arriba de la presa Belle Fourche. Nótese el estado de deterioro de este tipo de revestimiento después de 40 años de servicio, a pesar de un considerable mantenimiento. La presa de Belle Fourche es una estructura de tierra en un afluente del río Belle Fourche, en el sur de Dakota. 288-D-2937

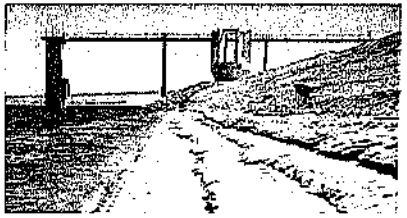


Figura 6.53.- Suelo-cemento pavimentando la pendiente de aguas arriba de la Presa Cheney, Kansas. El suelo-cemento está en excelentes condiciones después de numerosas tormentas. P835-526-1006NA.

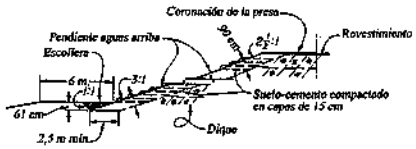


Figura 6.54.- Sección tipo de una protección de talud con suelo-cemento. Presa de Cheney. Kansas. 288-D-2795

UDHCONECTA.COM

6.23. Protección de los taludes aguas abajo.

Si la zona de aguas abajo de un dique está formada por roca o cantos rodados, no se necesita ningún tratamiento especial. Los taludes de aguas abajo de presas homogéneas o de presas con las zonas externas arenosas o gravosas, deben de protegerse contra la erosión producida por el viento y la lluvia con un estrato de rocas, de guijarros o de cesped. Debido a la poca seguridad de obtener la protección adecuada con una cubierta vegetal en muchos sitios, especialmente en zonas áridas, se prefiere la protección de cantos rodados o de rocas y es conveniente su aplicación si el coste no es prohibitivo. Las capas de 60 centímetros son más fáciles de colocar, pero en general es suficiente con una de 30 centímetros.

Si se planta hierba debe de seleccionarse la especie más adecuada para cada localidad. En la figura 6-56 puede verse el césped natural que ha protegido el talud de aguas abajo de la presa de Belle Fourche del Bureau of Reclamation durante 50 años. Dos bermas de drenaje, una de las cuales puede verse en la fotografía, se colocaron en esta presa, de 35 metros de altura. Normalmente es necesario abonar y regar uniformemente las superficies sembradas para provocar la germinación y acelerar el crecimiento. El apéndice G contiene las normas necesarias para la preparación del suelo, la siembra y el riego necesarios hasta el final de la construcción.

6.24. Drenaje superficial.

La conveniencia de establecer dispositivos de drenaje, en los estribos y el fondo del valle, generalmente se descuida en las presas de tierra. El resultado es que, aunque estén protegidos los taludes de aguas arriba, aguas abajo y la coronación de la presa contra la erosión, se producen desagradables torrenteras en las zonas de contacto del dique con los estribos, de los cuales se ha quitado la vegetación durante las operaciones de construcción, especialmente si los estribos son escarpados.



Figura 6.55.- Colocación de protección de talud con suelo-cemento. Presa de Stravation. Uthah. P66-418-3549

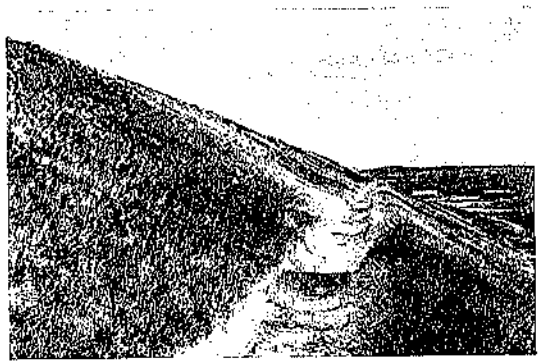


Figura 6.56.- Talud de aguas abajo de la presa de Belle Fourche protegido con hierba. 288-D-2938

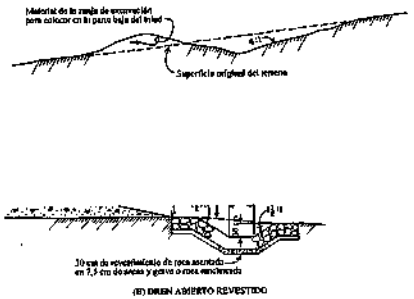


Figura 6-57.-Secciones tipo de una cuneta de guarda y un drenaje a cielo abierto. 288-D-2498

Esta situación suele producirse más frecuentemente en las zonas de contacto del talud de aguas abajo con los estribos. Sin embargo, la torrentera puede controlarse construyendo, a lo largo de la zona de contacto, una cuneta que puede hacerse con cantos rodados o roca de la utilizada en el recubrimiento del paramento de aguas abajo. Si este paramento está sembrado debe de emplearse una cuneta de hormigón, asfalto o encachado. Debe de considerarse la posibilidad de la formación de torrenteras en los estribos y en los taludes suaves del fondo del valle, producidos por la escorrentía del talud de aguas abajo de la presa; pueden ser necesarias cunetas de guarda o drenajes a cielo abierto para controlar la erosión. La figura 6-57 indica secciones tipo de una cuneta de guarda y de un drenaje a cielo abierto.

Asimismo, ha de proyectarse la construcción de zanjas de descarga o canales para conducir el agua de drenaje lejos del talud de aguas abajo del dique, de forma que no se produzcan zonas pantanosas. La necesidad del drenaje y el tipo adecuado para cada lugar, puede determinarse más fácilmente por el examen del terreno antes o durante la construcción.

6.25. Taludes abocinados en los estribos.

Si se considera necesario, pueden abocinarse los diques en los estribos para obtener taludes más suaves por exigencias de la estabilidad, o para controlar la filtración a través de una zona de contacto más larga del núcleo de la presa con el estribo. Si el estribo es permeable, y no se puede conseguir un rastrillo eficaz, puede obtenerse el mismo efecto que con una capa impermeable aguas arriba de la presa, abocinando el dique. El diseño de la transición de taludes normales a taludes abocinados está determinado por la topografía del terreno, la longitud de contacto deseada y la conveniencia de hacer una transición gradual sin cambios bruscos, para facilitar la construcción y para que la obra presente un aspecto más agradable.

UDHCONECTA.COM

F. EJEMPLOS DE PROYECTOS DE PEQUEÑAS PRESAS DE TIERRA

6.26. Generalidades.

En la sección siguiente se estudiará brevemente el proyecto de 29 presas de tierra realizadas por el Bureau of Reclamation. Con pocas excepciones, estas presas tienen menos de 15 metros sobre el lecho original del río, o son diques de este tamaño construidos como complemento de grandes presas. Las pocas excepciones se han incluido para ilustrar proyectos en condiciones poco corrientes que no se encuentran normalmente en la construcción de las pequeñas presas. Sin embargo, en ningún caso se han escogido presas mayores de 30 metros sobre el lecho del río.

Estos proyectos están formados por un grupo de presas construidas por el Bureau of Reclamation desde el año 1930. Únicamente 4 de esas 29 presas se construyeron antes de 1940, 5 en los años 40, 14 en los años 50, 5 en los años 60 y 3 en los años 80. Se han omitido muchos diques pequeños construidos como complemento de presas de embalse o de los sistemas de canales, debido a su parecido con otros proyectos de los que se indican.

El propósito de estos ejemplos es mostrar de qué forma se resolvieron estos proyectos, en los que varían ampliamente las condiciones de los cimientos y la disponibilidad de los materiales. Con algunas excepciones, las estructuras terminadas han dado un servicio satisfactorio y no han creado problemas de conservación.

En la presa de Stubblefield se han desecado los últimos 5 metros. La reparación se está realizando (1986) y consistirá en una zanja recubierta con un geotextil y relleno con grava suelta realizada por la parte alta de la presa. El embalse ha estado en servicio incluso aunque se haya restringido a una altura de agua menor que la normal. La presa de Lovewell ha sufrido daños en la escollera, una vez que fue reparada. Otras presas y diques han sido modificados para incrementar su capacidad de vertido debido a una revisión de la hidrología o por daños en los aliviaderos: el dique de Big Sandy, la presa Dickinson, la presa Fruitgrowers y el dique Tiber. Estas reparaciones y modificaciones en este número de presas en ese periodo de tiempo se consideran pocas. Incluso los problemas de proyecto y mantenimiento han sido pequeños, los proyectos no se consideran excesivamente conservativos. Se cree que un proyectista de pequeñas presas puede obtener ideas de estos ejemplos.

6.27. Secciones principales.

Las figuras 6-58 a 6-88, inclusive, muestran las secciones máximas de presas de tierra construidas por el Bureau of Reclamation. Seguidamente se da una breve explicación de cada uno de los proyectos:

a) *Embalse de Regulación Amarillo.*- Este proyecto (figura 6-58), ilustra los estribos de una pequeña presa junto a un recubrimiento de tierra en toda la base del embalse para evitar filtraciones excesivas. El recubrimiento continúa hacia aguas arriba de la pendiente del dique y se cubre con escollera y grava para protegerlo de la erosión. Se construye un drenaje en el pie de la presa. La protección en el talud de aguas abajo se hace mediante la escarificación del mismo.

b) *Dique de Cawker Cit.*- Este ejemplo ilustra varios conceptos de diseño (figura 6-59). Se utilizó suelo-cemento para proteger los taludes aguas arriba debido a la escasez de roca de buena calidad para una escollera. El suelo cemento fue compactado satisfactoriamente en tongadas de 15 cm. consideradas estándares. La pendiente aguas abajo fue escarificada y se sembró para protegerla. Debido al gran espesor del relleno aluvial, una pantalla total no era económica, por lo tanto, se construyó un sistema de drenaje con arena en el pie de aguas abajo de la presa. Como se muestra, también se incorporó un drenaje en el pie de la presa en el proyecto.

c) *Dique Big Sandy* -Este dique (fig 6-60) se construyó como complemento de la presa de Big Sandy (que no se muestra), de 22 metros de altura, con un talud de aguas arriba de 3:1 protegido por una capa de escollera de 0,90 metros de espesor. El proyecto del talud de aguas arriba del dique representa una desviación del tipo usual y fue adoptado debido a la escasez y coste de la escollera. Hay que señalar que en la zona sometida a sobrecarga el talud de aguas arriba del dique es de 8:1, que es el de equilibrio del material del dique. El resguardo sobre el máximo nivel de agua tiene un talud de 3:1 que está sembrado para hacerla resistente a la erosión producida por los rociones y las salpicaduras a las que estará sometido en pocas ocasiones. Este proyecto es adecuado para la protección del talud de aguas arriba de una presa de retención, siempre que el máximo nivel de agua no sea alcanzado más que en pocas ocasiones durante la vida de la presa.

d) *Dique de embalse de Carpintería.*-El embalse de Carpintería es un pequeño embalse de compensación construido sobre un suave talud en una ladera, excavando la parte superior y construyendo un dique en la parte inferior (fig. 6-61). El revestimiento de hormigón está dispuesto para evitar la filtración, que constituiría un problema importante debido a la ubicación del embalse con respecto a las propiedades y fincas de aguas abajo. El revestimiento de hormigón cubre los taludes laterales y el fondo del embalse. En la figura 6-62 puede verse la construcción del revestimiento. Debido a que este embalse está sometido a posibles desembalses rápidos, se ha colocado una capa de grava debajo del recubrimiento para prevenir la subpresión. Además se ha colocado un sistema de tubos de drenaje por debajo del recubrimiento del fondo del embalse.

El terraplén se construyó con materiales obtenidos de la excavación. El suelo contenía gran cantidad de fragmentos rocosos mayores de 13 centímetros de diámetro y fue necesaria su eliminación para conseguir una zona impermeable que pudiese ser compactada adecuadamente. La zona de materiales de tierra vertida se consiguió de los sobrantes de excavación, de los que había gran disponibilidad. Los tamaños mayores que se obtuvieron de las anteriores operaciones se utilizaron para formar la escollera de pie de presa.

e) *Presa de lago Cárter número 3* -(fig. 6-63). En este caso puede verse el proyecto de un dique heterogéneo formado por un núcleo impermeable y dos recubrimientos rocosos. En el lugar había una cantidad limitada de material para formar el núcleo impermeable y no había arenas ni gravas; en cambio existía gran cantidad de roca con posibilidad de ser machacada. Las operaciones de machaqueo se realizaron de forma que produjese la cantidad y granulometría de roca necesarias. La escollera está formada por rocas con un tamaño máximo de 0,76 metros cúbicos y un número suficiente de rocas más pequeñas para rellenar los huecos. La zona de finos de cantera que actúa como filtro entre la escollera y el núcleo impermeable, está formada por piedras de las que menos del 20 por 100 pasa por el tamiz de 1/4 pulgada (6,35 mm.) y cuyo tamaño máximo no alcanza los 20 centímetros. El muro pantalla que se observa en esta sección no se utiliza ya, porque se considera innecesario para una estructura de este tamaño.

f) *Presa de Crane Prairie* (fig. 6-64).-El proyecto de esta pequeña presa es convencional. Excepto en la anchura del fondo de la zanja de impermeabilización, se ciñe a las recomendaciones en este texto.

UDHCONECTA.COM

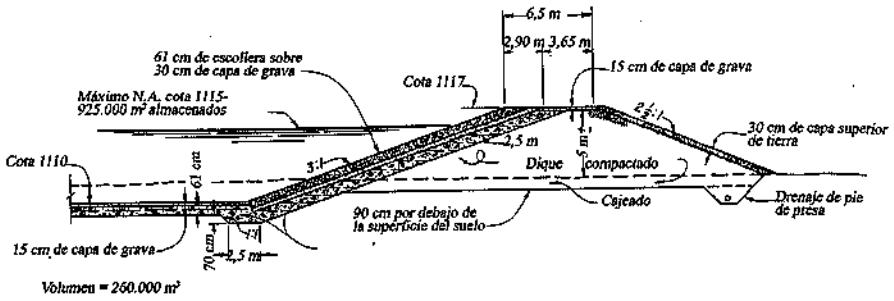


Figura 6.58.- Embalse de Regulación Amarillo. Situado fuera del río en el Acueducto del Río Canadian, Tejas (finalizado en 1965). De 62-D-322

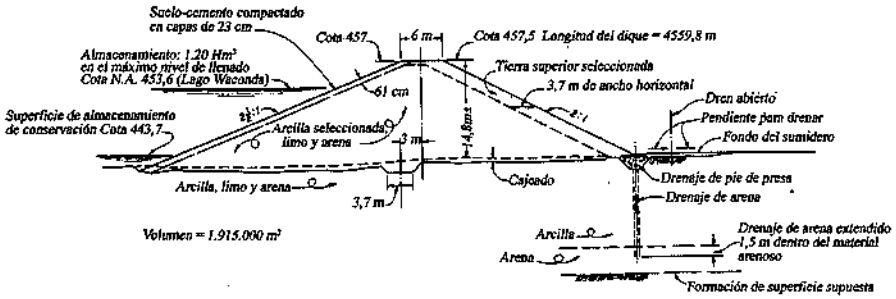


Figura 6-59.- Dique de Cawker. Protege la Ciudad de Cawker, Kansas, de las aguas del lago Wascondo (construido en 1967). De 495-D-245

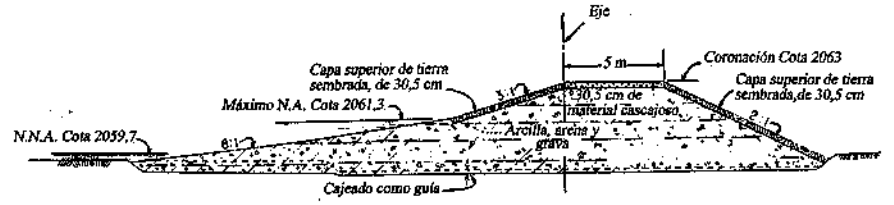


Figura 6-60.-Sección tipo, presa Big Sandy, situada en Big Sandy Creek, Wyo. Construida en 1950-52. 288-D-2940

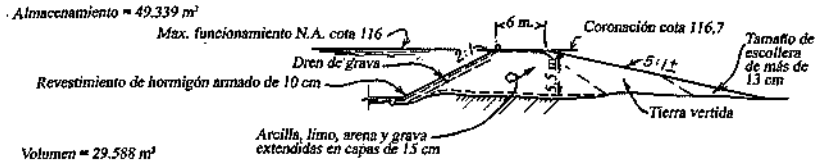


Figura 6-61.-Presa embalse de Carpintería, embalse terminal de un sistema de distribución situado cerca de Carpintería, California. Construida en 1952-53. De 103-D-585

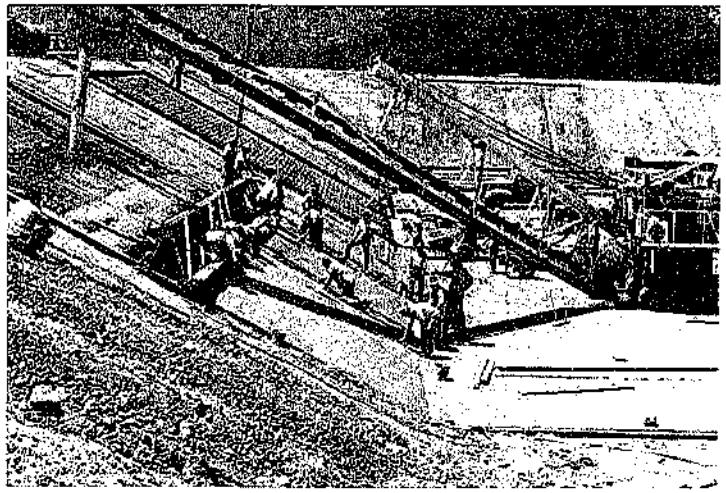


Figura 6-62.-Construcción del Revestimiento de hormigón en el embalse de Carpintería. SB-3262-R2

g) *Presa del lago Crescent*.-La presa del lago Crescent es una típica presa moderna de tierra del tipo heterogénea (fig. 6-65). La gran capa permeable permite el empleo de taludes fuertes. Obsérvese la zanja de anclaje y la modificación de las líneas de separación de las zonas, cerca de la coronación de la presa, para facilitar la construcción.

h) *Presa de Dickinson* (fig. 6-66).-Esta presa es del tipo homogéneo-modificado. Los taludes tan suaves del pie de presa se han colocado como rellenos estabilizadores debido al material de cimentación poco consolidado. Hay que destacar la disminución del espesor de la escollera cerca de la coronación de la presa. Esto se hizo para disminuir la cantidad de roca, debido a su coste, y se basó en la poca frecuencia en que va a estar sometida a la acción de las olas, debido a la gran altura de regulación.

i) *Presa de Dry Falls* (fig. 6-67).-Este proyecto muestra un dique heterogéneo construido sobre un cimiento débil. Esta presa es distinta al tipo normal, pues se empleó roca para construir el relleno estabilizador. Normalmente la roca es demasiado cara para emplearla con este fin, pero en este caso se obtuvo de la excavación de un canal que parte de la presa.

UDHCONECTA.COM

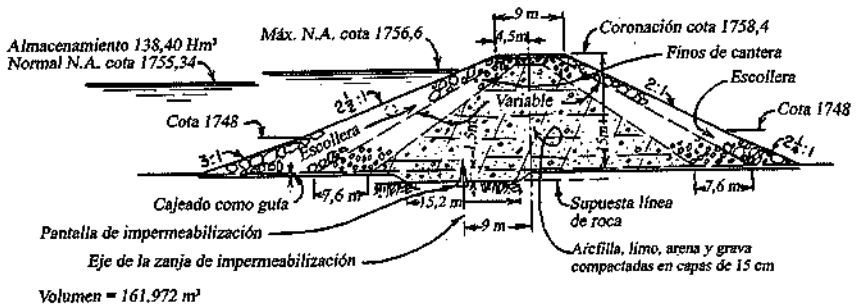


Figura 6-63.-Presa de Carter Lake núm. 3, emplazada en Dry Creek (afluente del río Big Thompson), Colorado (construida en 1950-52). 288-D-2939

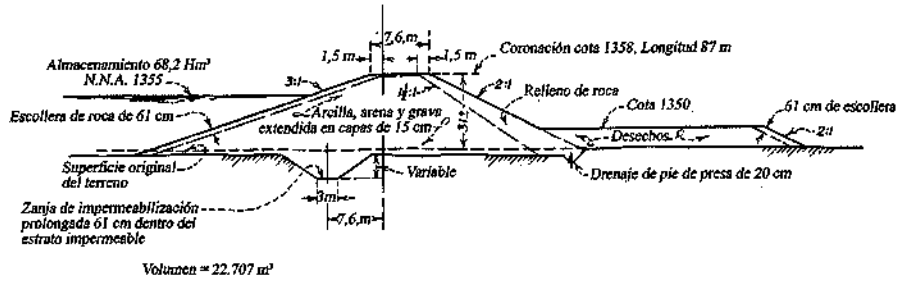


Figura 6-64.-Presa de Crane Prairie. Emplazada en el río Deschutes, Oregón (construida en 1939-40). De 103-D-581

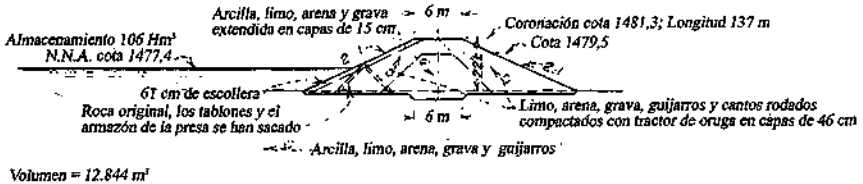


Figura 6.65.-Presa del lago Crescent, situada en Crescent Creek, Oregon (construida en 1954-56).de 103-D-586

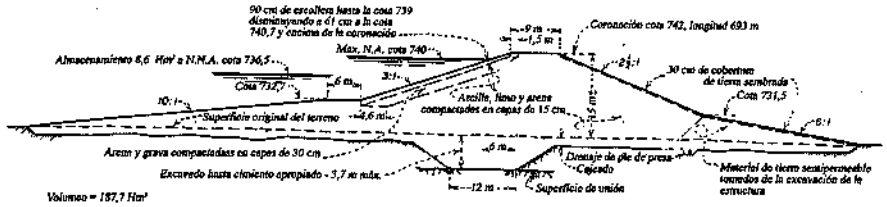


Figura 6-66.-Presa de Dickinson, emplazada en el río Heart, N. Dak. (Construida en 148-50). De 103-D-584

La estabilidad de la sección debida a estos rellenos, permitió aumentar el talud en la parte superior de la presa. Hay que resaltar el filtro colocado entre el núcleo y la escollera y las modificaciones hechas en las líneas de separación de zonas, cerca de la coronación de la presa, para facilitar la construcción y proporcionar un camino de filtración lo suficientemente largo a través del material impermeable. El ancho de coronación de 12,80 metros está obligado por tener que hacer funciones de carretera.

j) *Presa de Fruitgrowers* (fig. 6-68).-Este es otro ejemplo de una presa de tierra pequeña cuyo proyecto se ciñe a las prácticas modernas, excepto en la anchura del fondo de la zanja de impermeabilización. El informe de construcción da como valores de la anchura del fondo en general, de 3,6 a 4,25 metros para permitir el empleo de la maquinaria. La zanja de impermeabilización se extendió hasta las pizarras. En 1986 se reemplazó el aliviadero debido a daños en el mismo y a una revisión de la hidrología. Se añadió una berma de drenaje aguas abajo para incrementar la estabilidad dinámica y estática.

k) *Presa de Howard Prairie* (fig. 6-69).-Aunque esta presa es de altura mayor que la admitida en este texto, se incluye aquí como ejemplo de terraplén heterogéneo con un núcleo impermeable relativamente delgado y con zonas exteriores de escollera. El terreno atravesado por la zanja de impermeabilización está formado por una capa vegetal y arenas y gravas. Nótense las zonas de transición entre el núcleo impermeable y la escollera y las modificaciones hechas en la zona límite de la coronación de la presa para facilitar la construcción.

l) *Dique del lago Lión* (fig. 6-70).-Ilustra un caso de un dique muy pequeño construido para embalse de agua para un abastecimiento. La zanja de anclaje indicada es relativamente profunda y atraviesa unos depósitos glaciares de considerable profundidad.

m) *Presa de Lovewell* (fig. 6-71).-Aunque esta presa es algo más elevada que las que se consideran en este texto, se incluye debido a que representa un caso típico del empleo de rellenos estabilizadores en un cimiento arcilloso muy blando. Hay que señalar el empleo de una pequeña zona de escollera. El talud del relleno estabilizador de aguas arriba es de 20:1 y no requiere protección. Sólo se espera que se produzca una pequeña erosión, por el oleaje, en el talud de aguas arriba con pendiente de 2,5:1 debido al poco fetch que existe debajo de la elevación 1575. Esta pequeña erosión en este gran relleno estabilizador no tendrá consecuencias.

n) *Presa de Eklutna* .- Esta presa (figura 6-72), situada en un área de riesgo sísmico, tiene una gran zona de roca aguas abajo para estabilidad. Además, se tuvo cuidado especial para asegurar que la zanja pantalla fuese escavada hasta el suelo firme arcilloso.

UDHCONECTA.COM

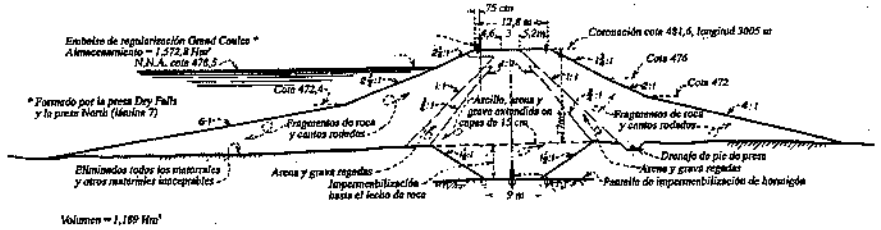


Figura 6-67.-Presa de Dry Falls, emplazada cerca de Coulee City, Washington. Forma la barrera sur del embalse de regularización de Grand Coulee (construida en 1946-49.). De 103-D-583

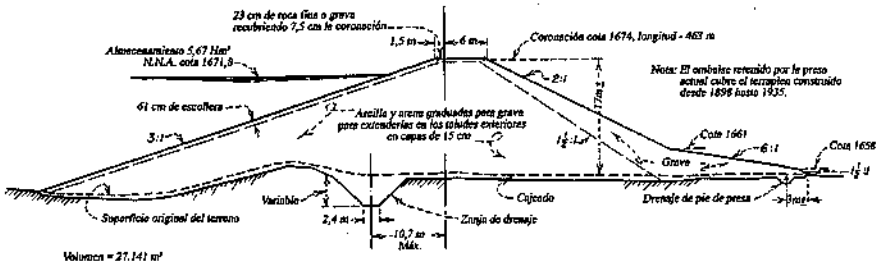


Figura 6-68.-Presa de Fruitgrowers, emplazada en Alfalfa Rum Wash, Colorado. Sus principales aportaciones las obtiene de Currant y Surface Creek (Construida en 1938-39.) De 103-D-581

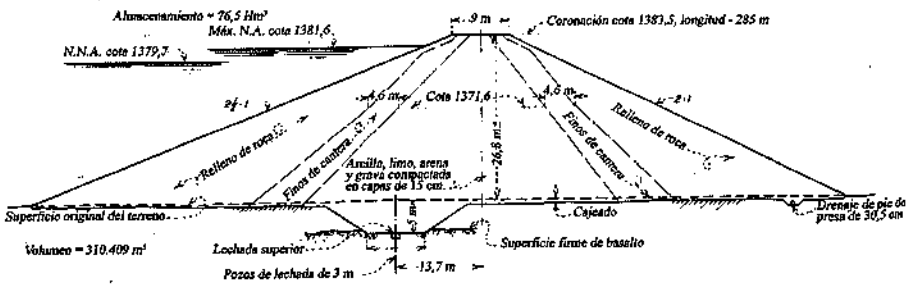


Figura 6-69.-Presa de Howard Prairie, emplazada en Beaver Creek (afluente del Jenny Creek). Oregón (construida en 1957-59). De 103-D-587

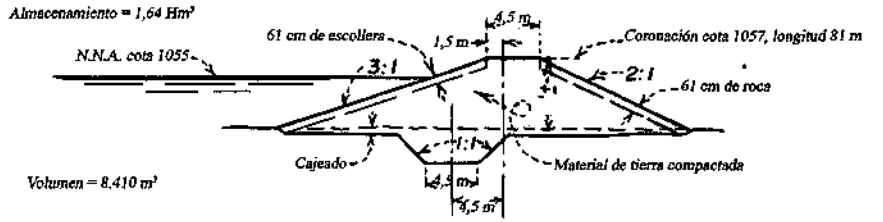


Figura 6-70.-Dique del Lion Lake, construido para el embalse de agua de abastecimiento para la presa del campo Hungry Horse, Mont (construida en 1947). De 103-D-583

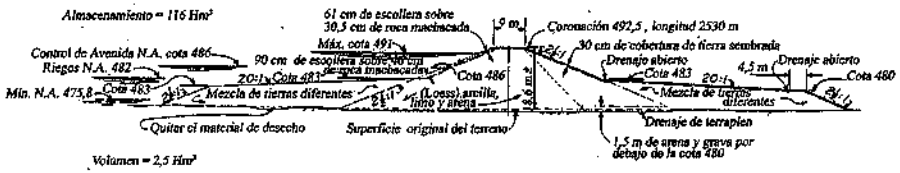


Figura 6-71.-Presa Lovewell, emplazada en el río Republican (fuera del cauce del White Rock Creek) Kans. (construida en 1954-57). De 103-D-586

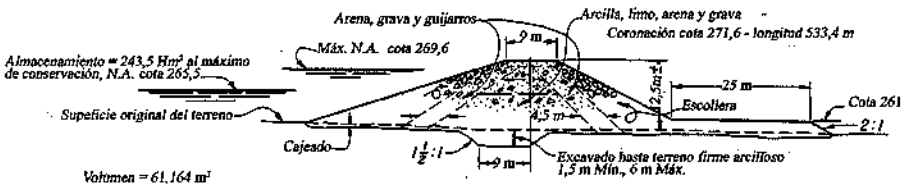


Figura 6-72. Presa de Eklutna, Alaska. Construida para reemplazar una presa anterior dañada en el terremoto de Alaska en 1964 (terminada en 1965). De 783-D-639

o) *Presas Lower Two Medicin.* Esta presa (figura 6-73) reemplaza una presa anterior que vertió sobre coronación en 1964. Las avenidas son ahora evacuadas por un aliviadero de gran sección de hormigón. Los taludes son de diseño estándar excepto por la escollera y el recubrimiento del lecho en el pie aguas abajo para proteger contra la erosión de la curva de remanso prevista. El drenaje aguas abajo fue construido de acuerdo a la sección 6.10(i). La zanja principal fue excavada a través de un aluvial de baja densidad sometido a las acciones climáticas, hasta material firme.

p) *Presa de Olympus* (fig. 6-74).-Es un ejemplo de presa de tierra de zonas múltiples. Hay que destacar la protección del talud de aguas arriba; la escollera se utilizó únicamente en la parte superior del talud, donde se supone que han de producirse fuertes oleajes. La parte inferior del talud está protegida por roca y cantos rodados, debido a que el nivel del agua alcanzará en pocas ocasiones esa altura.

UDHCONECTA.COM

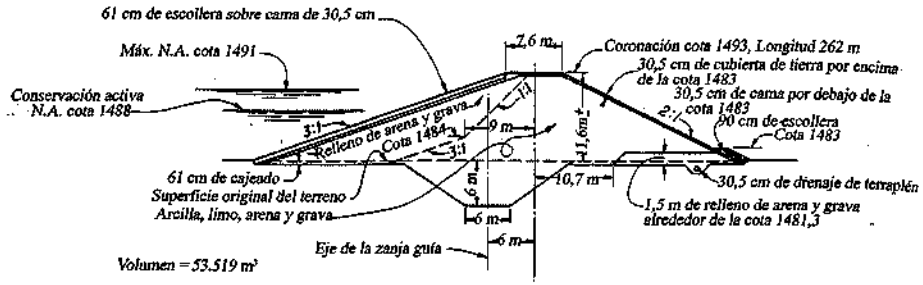


Figura 6-73.- Presa de Coger Two Medicine, Montana. Esta estructura reemplaza una presa que vertió por coronación por una avenida no prevista (finalizada en 1967). De 2-D-24

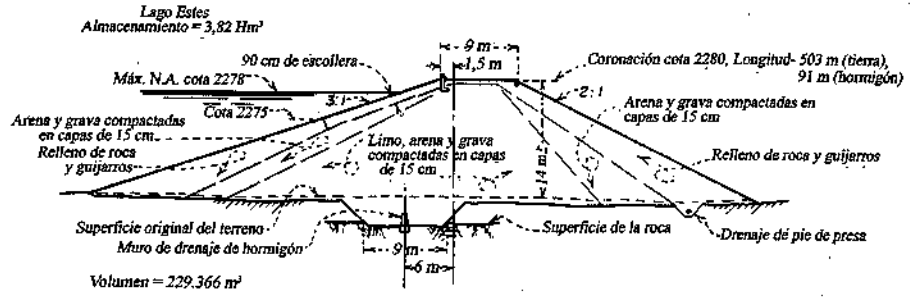


Figura 6.74.-Presa de Olympus, emplazada en el río Bib Thompson, Colorado. (Construida en 1947-49.). De 103-D-583

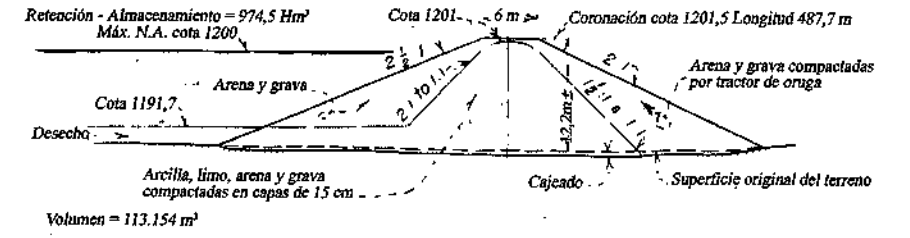


Figura 6-75.-Presa de Picacho North. Presa de retención situada en la rama norte del arroyo Picacho, N. Mex. (Construida en 1953-54.) De 103-D-586

q) *Presa de Norte Picacho* (fig. 6-75).-Es una presa de retención que no tiene un embalse permanente. Se construyó sobre un cimiento permeable estratificado. La zona impermeable del núcleo se extiende hasta el pie de presa de aguas arriba y se continuó con sobrantes colocados aguas arriba de la presa, para aumentar el camino de filtración a través del cimiento. Para facilitar el empleo de los materiales disponibles de los depósitos estratificados, el proyecto del dique se apoya en el núcleo impermeable cuyos taludes están entre los valores límites indicados.

r) *Presa de South Picacho* (fig. 6-76). – Esta es también una presa de retención con embalse variable. En este lugar, el cimiento era relativamente impermeable; sólo se pudo encontrar material permeable suficiente para la protección de los taludes del dique. Se colocó una zona de arenas, gravas y cantos rodados de 3 metros de espesor en ambos taludes, aguas arriba y aguas abajo, para facilitar la compactación. No se consideró necesaria la escollera, puesto que la capacidad de los desagües es suficiente para vaciar el embalse en un período de pocos días.

s) *Dique de Piskum* (fig. 6-77).-Este es el caso de un proyecto interesante, en el cual puede verse una presa de 13,10 metros de altura que se elevó 1,8 metros, después de 10 años de terminada la primera fase. Este dique es esencialmente homogéneo; se dispuso una pequeña zona permeable en el paramento de aguas abajo en el proyecto original, para utilizar la mayor parte de los materiales hallados en la cantera de préstamos. Hay que señalar el escaso uso de la escollera debido a su coste; sólo se ha colocado en la zona probable de utilización del embalse donde la acción de las olas puede ser más intensa.

t) *Embalse de Regulación de Lubbock.*- El suelo-cemento proporciona la protección del talud a este pequeño embalse de regulación (figura 6-78) situada en Acueducto del Río Canadian cerca de Lubbock, Tejas. Se utilizó suelo-cemento como recubrimiento del terreno para evitar filtraciones excesivas por el fondo del embalse.

u) *Presa de Shadow Mountain* (fig. 6-79).-Esta presa tiene un cimiento glaciar permeable. El proyecto dispone de una zanja de impermeabilización parcial y un talud aguas arriba muy suave que funciona con una capa de protección para disminuir la filtración y una capa de drenaje en la parte de aguas abajo de la presa para controlar la subpresión.

v) *Dique del lago Soda* (fig. 6-80).-En todos los aspectos es una presa muy bien proyectada, de acuerdo con las normas dadas en este texto. La zona de filtro entre el núcleo impermeable y la zona de escollera exterior, se hicieron de 3,6 metros de espesor y los límites de zona se modificaron cerca de la coronación para facilitar la construcción.

w) *Presa de Stubbefield* (fig. 6-81).-El proyecto es característico de una presa homogénea modificada por un filtro horizontal de drenaje para rebajar la línea freática en la parte de aguas abajo del terraplén. La zona de tierra vertida colocada sobre el talud de 2:1 del paramento de aguas abajo se colocó debido al exceso de material sobrante (incluyendo terrenos orgánicos). De esta forma no sólo se suaviza el talud de aguas abajo sino que se consigue una cubierta vegetal que resulta adecuada para la protección del talud. La presa fue modificada por la desecación (apartado 6.26)

x) *Dique Tiber* (fig. 6-82).-La parte superior de la figura muestra la sección máxima del dique Tiber, que es un proyecto convencional. Tiene una zanja de enlace de 3 metros de profundidad en el cimiento glaciar y el talud de aguas arriba está protegido por escollera. El dibujo (B) muestra las modificaciones hechas en el dique cuando el terreno original está por encima de la cota 912,87 metros, superior al máximo nivel de embalse para regadíos que se halla a la cota 902,05 metros. Debido a que el talud está sometido a la acción de las olas únicamente durante las avenidas se dispuso que hubiera suficiente protección con una capa compactada de arena, grava y cantos rodados

UDHCONECTA.COM

de 90 centímetros de espesor y tamaño máximo de 25 centímetros si el talud fuese de 6:1. Esta modificación resultó económica debido al elevado coste de la escollera. Esto demuestra la flexibilidad que es necesario tener para alcanzar la estructura más económica. El Dique de Tiber fue recrecido en 1980-81 al revisarse la hidrología.

y) *Presa de Sheep Creek Barrier.*- Esta presa (figura 6-83) fue construida como barrera a las avenidas con mucho sedimento. El sedimento se depositará en el embalse, limpiando el río y ayudando a reducir la erosión al disminuir el gradiente hidráulico. Como el embalse se diseñó para llenarse de sedimento, no se construyó una protección del talud aguas arriba, solo una zanja principal mínima.

z) *Presa de Wasco* (fig. 6-84 y 6-85).-La presa de Wasco es un ejemplo que se ha considerado a lo largo de este texto. No es un proyecto poco corriente y puede considerarse como tipo de las presas de tierra heterogéneas construidas sobre cimientos permeables poco profundos que pueden impermeabilizarse económicamente por procedimientos de zanjas abiertas. Los cantos rodados y escollera utilizados se obtuvieron del suelo impermeable y de la excavación de las estructuras auxiliares. No se utilizó el drenaje de pie de presa debido a que el terreno de recubrimiento es permeable.

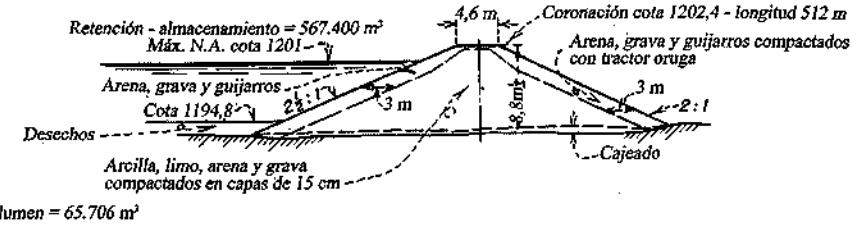


Figura 6-76.-Presa de Picacho South, presa de retención emplazada en la rama Sur del arroyo Picacho, N. Mex. (Construida en 1953-54.) De 103-D-586

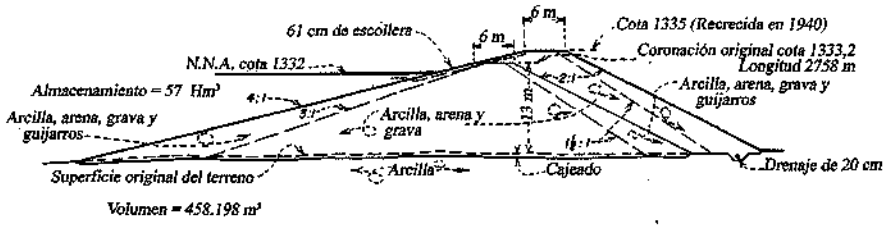


Figura 6-77.-Presa de Pishkun, situada fuera de la corriente del río Sun, Mont. (Construida en 1930-31.). De 103-D-580

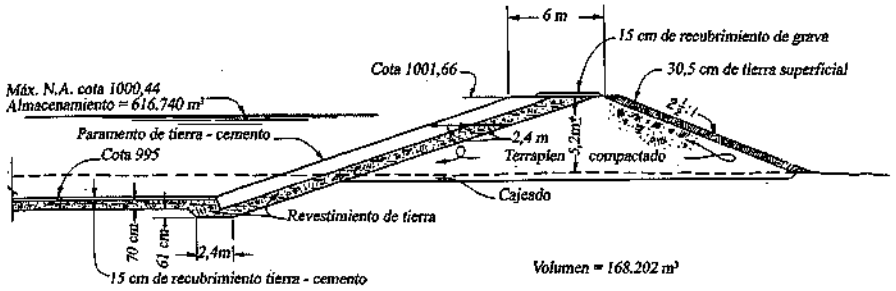


Figura 6-78.- Embalse de regulación de Lubbock. Situado en fuera del río cerca de Lubbock, tejas (terminado en 1966). De 662-D-409

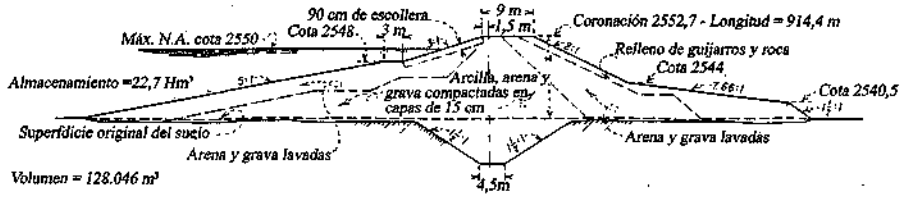


Figura 6-79.-Presa de Shadow Mountain, emplazada en el río Colorado, Colorado. (Construida en 1943-46.) De 103-D-582

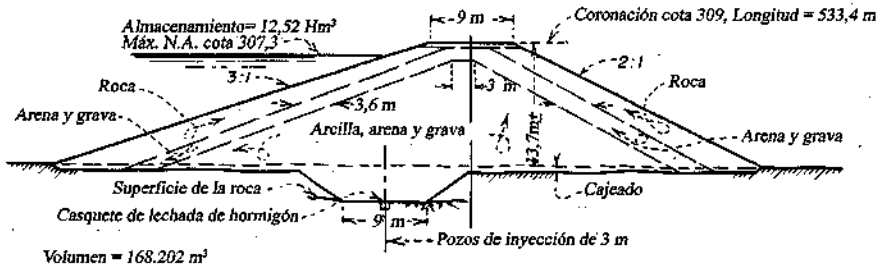


Figura 6.80.-Presa del Soda Lake, emplazada fuera de la corriente del río Columbia, Washington. (Construida en 1950-52.) De 103-D-584

UDHCONECTA.COM

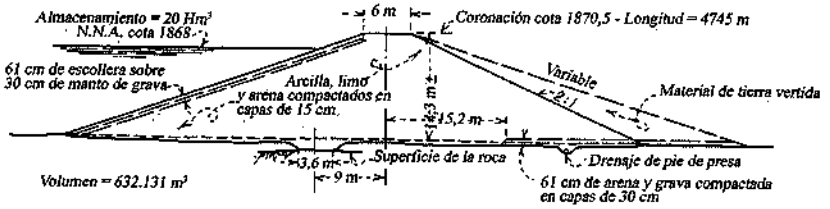


Figura 6-81.-Presa de Stubblefield, emplazada fuera de la corriente del río Vermejo, North México. (Construida en 1953-54.) De 103-D-585

aa) *Dique de la Presa de Ute.*- Este dique (figura 6-86) es una extensión de la presa de Ute, situada en el Río Canadian en el Este de Nuevo Méjico. El dique fue proyectado y construido al principio de los años 80, al mismo tiempo que se recreció la presa y se modificó el aliviadero. El dique es un ejemplo de una presa de tierra heterogénea con un filtro de protección en la zona impermeable. Este tipo de filtro de protección es típico en los procedimientos de diseño actuales. La sección también muestra el concepto del uso de taludes muy tendidos, en lugar de protección de los taludes contra el oleaje. En los taludes con más pendiente de la presa y las transiciones entre el dique y la presa, se utilizó suelo-cemento para proteger los estribos. El aluvial era relativamente estrecho y se utilizó una pantalla de tierra que protegía el filtro aguas abajo y se extendía a través del aluvial como elemento principal de control de la filtración a través de la cimentación de la presa.

(bb) *Dique de San Justo.*- Este dique (figura 6-87) es parte de un proyecto de un embalse fuera el río cerca de Hollister, California, entre las fallas de Calaveras y San Andrés. El proyecto y construcción fueron llevados a cabo durante mediados de los años 80. Es casi seguro que el dique será sacudido por un terremoto de gran magnitud una o más veces. La sección ilustra un proyecto reciente típico de los estribos de una presa en una zona sísmica. Obsérvese el espesor de los filtros y drenajes en las capas de drenaje horizontales e inclinadas de la zona impermeable. También ilustra el uso de bermas de estabilidad necesarias para obtener la estabilidad estática adecuada porque hay zonas arcillosas débiles. La berma aguas arriba se construye con material sobrante de la excavación. Aunque sea un poco más alta (21 a 23 metros) que una pequeña presa estándar, el dique de San Justo es un buen ejemplo de las buenas prácticas actuales de diseño.cc) *Presa de Calamos* .- Esta presa (figura 6-88) está situada en las colinas de Nebraska. Ha sido diseñada y construida desde el principio hasta mediados de los años 80. No es una pequeña presa (unos 29 metros de altura) pero se incluye porque ilustra muchos elementos de control de la filtración. Está cimentada sobre un aluvial de espesor moderado y depósitos de limos y arenas transportados por el viento que descansan sobre la Formación Ogallala. Los materiales del estribo y la cimentación son muy erosionables y pueden sufrir sifonamiento. Una pantalla impermeabilizante total era imposible; por lo tanto, el proyecto se concentró en reducir y controlar la filtración. Para reducir la filtración se utilizó una capa impermeable aguas arriba y una lechada. Para controlar la filtración se utilizó una capa inclinada (drenaje de chimenea), una capa de drenaje horizontal, un drenaje en el pie y pozos. El muro de lechada penetra hasta la Formación Ogallala en la margen derecha del río, pero sólo penetra 14 metros en la margen izquierda del río. La Formación de Ogallala es una formación de gran espesor, permeable, muy superficial, que se presenta a lo largo del medio-oeste de los Estados Unidos, y una gran fuente de agua en la zona. Su presencia implica una pantalla de impermeabilización total.

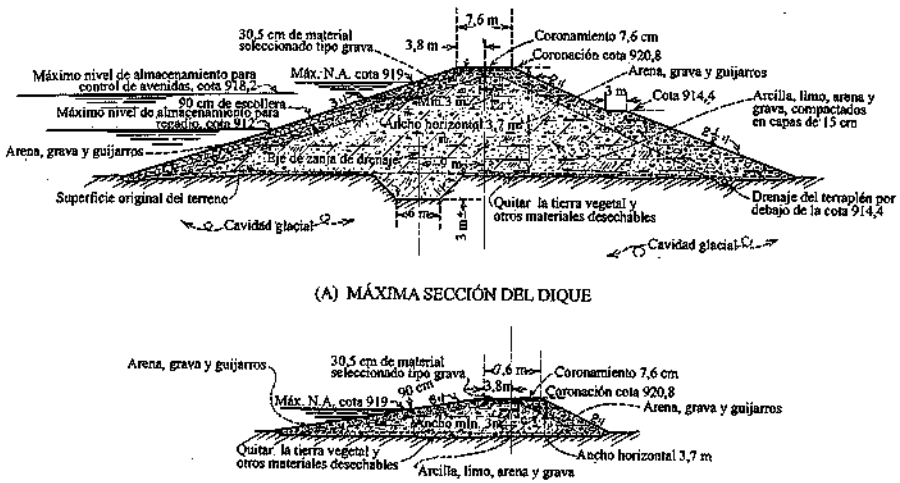


Figura 6-82.-Secciones de la presa Tiber, emplazada en el río Marias, Mont. (Construida en 1953-56). De 28-D-2501

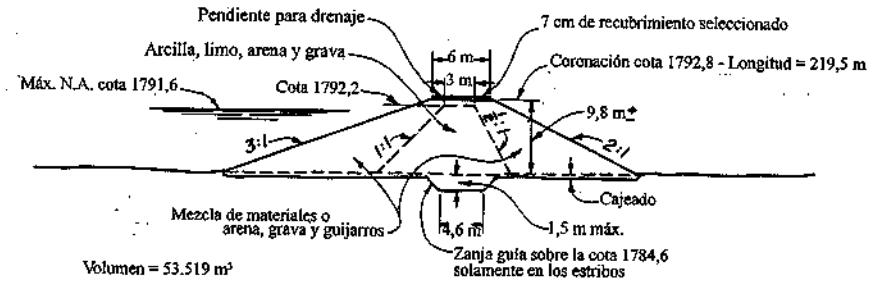


Figura 6-83 Presa de Sheep Creek Barrier. Una presa para control de los sedimentos en el sur de Utah (construida en 1956). De 788-D-12

UDHCONECTA.COM

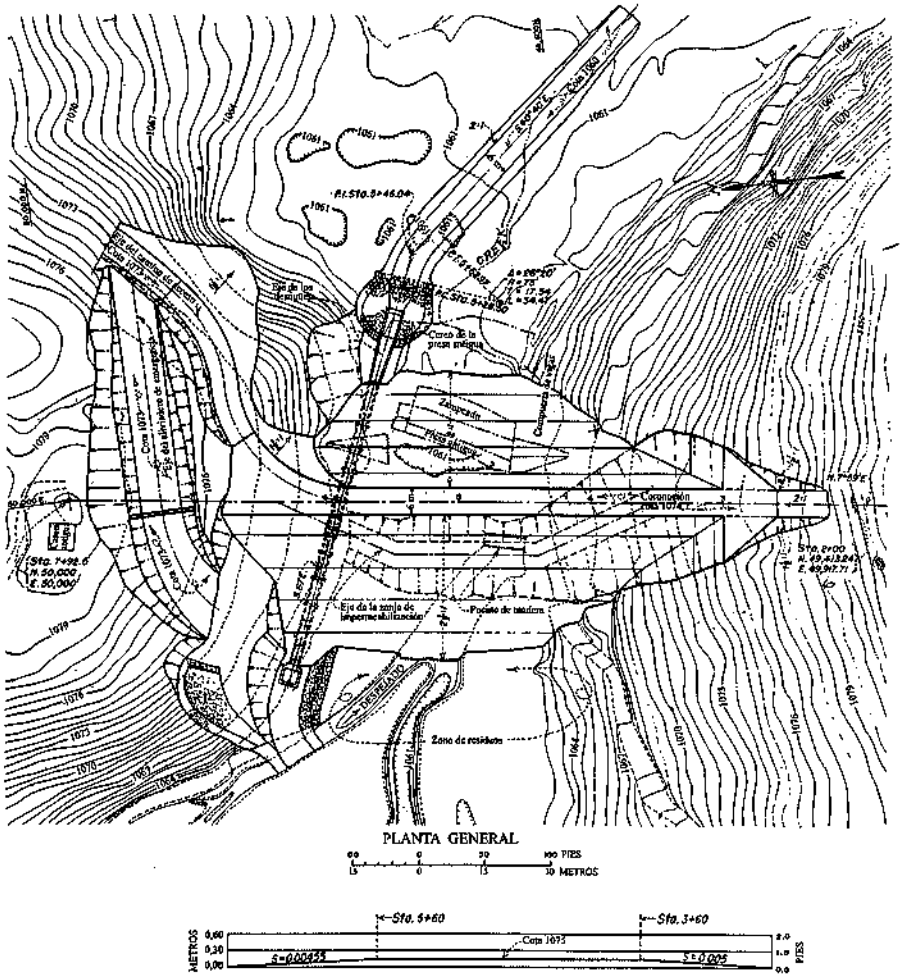


Figura 6-84.-Plano general y secciones de la presa Wasco. Situada en Clear Creek (afluente del río Blanco), Oregón (finalizada en 1958). De 350-D-4

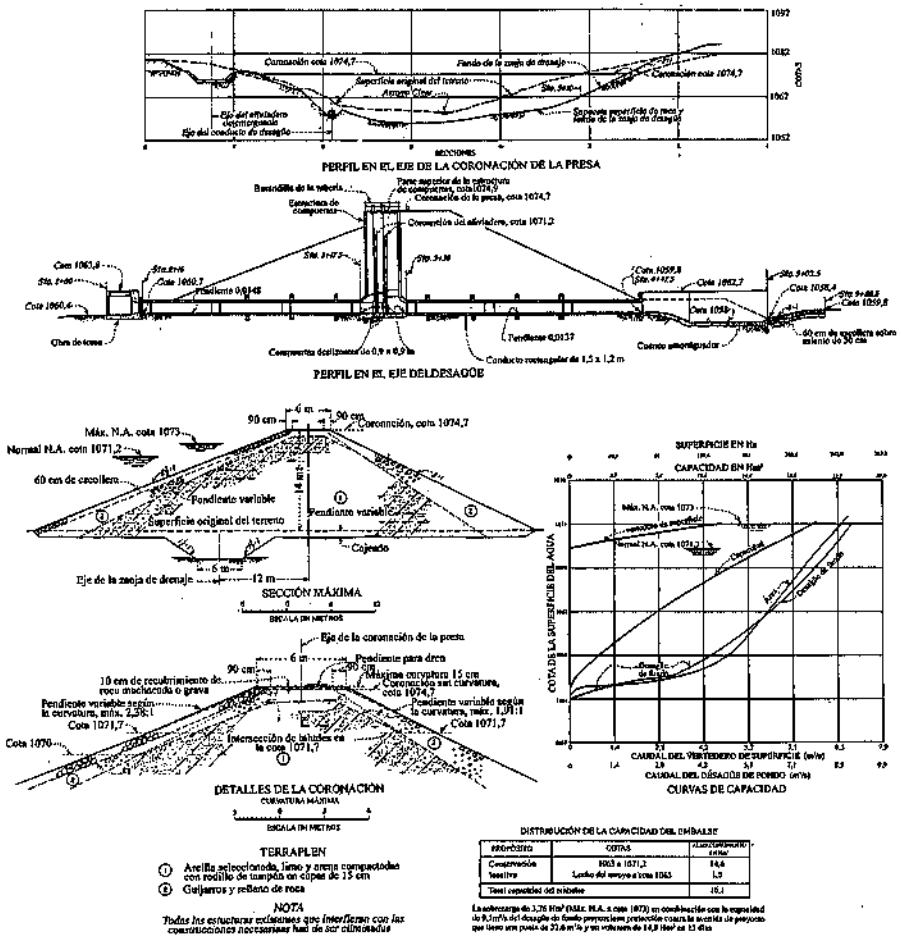


Figura 6-85.-Secciones de la presa Wasco, emplazada en Clear Creek (afluente del río Blasco), Oregón. (Finalizada en 1958) De 350-D-4

UDHCONECTA.COM

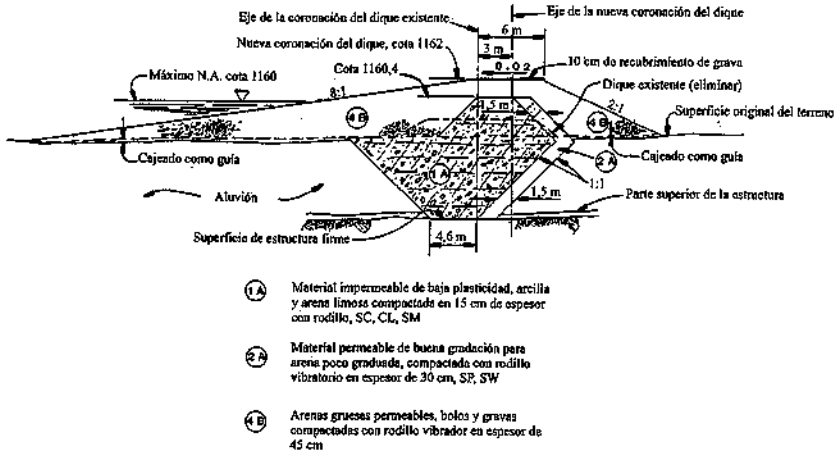


Figura 6-86.-Sección del dique de la presa de Ute, Nuevo Méjico. Esta estructura se construyó (1982-83) en el río Canadian junto a un recrecimiento de la presa para aumentar la capacidad de almacenamiento y el control de avenidas. 103-D-1832

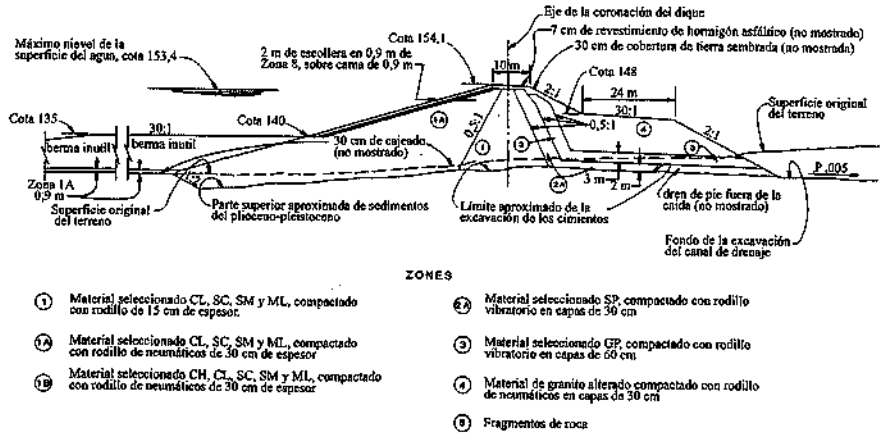


Figura 6-87.-El dique de San Justo. Construido (1985) junto a la presa de San Justo, para formar un embalse fuera del río, cerca de Hollister, California. De 921-D-1071.

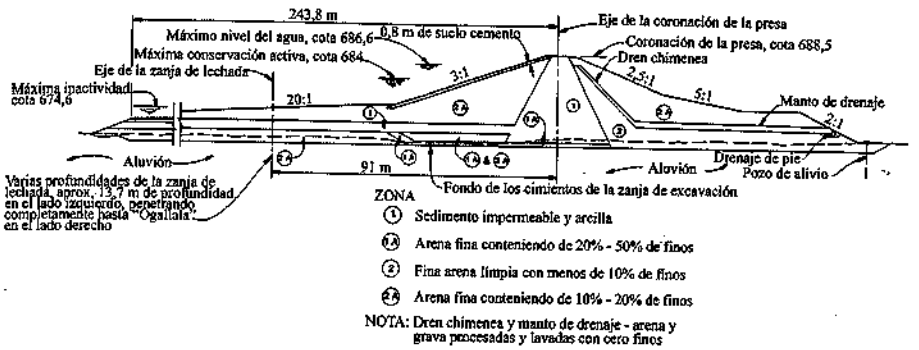


Figura 6-88- Presa de Calamos. Construida (1985) en el Norte del Río Loup, Nebraska. De 628-D-253

G. BIBLIOGRAFÍA

6.28. Bibliografía.

[1] Schuyler, J. D., Reservoirs for Irrigation, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1905.

[2] Justin, J. D. Earth Dams Projects, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1932.

[3] Bassel, Burr, Earth Dams, Engineering News Publishing Co., New York, NY, 1907.

[4] Justin, J. D., Julian Hinds, and W. P. Creager, Engineering for Dams, John Wiley and Sons, Inc., vol. III, p. 675, New York, NY, 1945.

[5] "Symposium on Cement and Clay Grouting of Foundations," Task Committees on Cement and Clay Grouting, ASCE Proceedings, vol. 84, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, No. SM1, papers No. 1544 to 1552, February 1958.

[6] Sherard, J. L., R. J. Woodward, S. F. Gizienski, and W. A. Clevenger, Earth and Earth-Rock Dams, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1963.

[7] "Pressure Grouting," Bureau of Reclamation, Technical Memorandum No. 646, June 1957.

[8] "Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice," Symposium organized by the British National Society of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Butterworths, London, 1963.

[9] "Policy Statements for Grouting," ACER Technical Memorandum No. 5, Assistant Commissioner-Engineering and Research Center, Bureau of Reclamation, 1984.

[10] Gibbs, H. J., and W. G. Holtz, "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing, "Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. I, p. 38 (adapted from fig. 7), London, 1957.

[11] Earth Manual, vol. 2, "Test Designations," Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1987.

[12] Ground Water Manual, rev. reprint, Bureau of Reclamation, 480 pp., U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., 1981.

[13] Terzaghi, Karl, and R. B. Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, p. 230, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1948.

[14] Rice, 0. L., and H. G. Arthur, "The Most Recent Methods Developed to Avoid Piping or Blowouts in Dams," Third Congress on Large Dams, vol. II, Question No. 10, R. 49, Stockholm, Sweden, 1948.

[15] Casagrande, Arthur, "Seepage Through Dams," Journal New England Water Works Association, p. 131, June 1937.

UDHCONECTA.COM

[16] Taylor, D. W., Fundamentals of Soil Mechanics, p. 156, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1948.

[17] Creager, W. P., J. D. Justin, and Julian Hinds, Engineering for Dams, John Wiley and Sons, Inc., vols. I and III, New York, NY, 1945.

[18] Cedergren, H. R., Seepage, Drainage, and Flow Nets, p. 110, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1967.

[19] Justin, J. D., Julian Hinds, and W. P. Creager, Engineering for Dams, John Wiley and Sons, Inc., vol. III, p. 695, New York, NY, 1945.

[20] Lane, K. S., and P. E. Wohlt, "Performance of Sheet Piling and Blankets for Sealing Missouri River Reservoirs," Proceedings Seventh Congress on Large Dams, pp. 255-279, 1961.

[21] "Report on Steel Sheet Piling Studies," Soil Mechanics and Materials Division, Canadian Department of Agriculture, Saskatoon, SK, 1951.

[22] "Mixed-In-Place Piles," Special Report No. 109, Intrusion-Prepakt, Inc., Cleveland, OH, 1968.

[23] Jones, Jack C., "Deep Cut-Offs in Pervious Alluvium, Combining Slurry Trenches and Grouting," Ninth Congress on Large Dams, vol. I, p. 509, 1967.

[24] Mud Technology Handbook, Baroid Division, National Lead Co., Houston, TX, 1965.

[25] "Bibliography on Chemical Grouting," Third Progress Report - Committee on Grouting, ASCE Proceedings, vol. 92, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, No. SM6, p. 39, November 1966.

[26] Bennett, P. T., "The Effect of Blankets on Seepage Through Pervious Foundations," Transactions ASCE, vol. III, p. 215, 1946.

[27] Terzaghi, Karl, and R. B. Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, p. 164, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1967.

[28] Cedergren, H. R., "Geological Considerations in the Design of Reservoir Seepage Control Systems," Symposium Reservoir Leakage and Ground Water Control, Ass. Eng. Geol. Nat. Meeting, Seattle, WA, 1968.

[29] Bertram, G. E., "An Experimental Investigation of Protective Filters," Graduate School of Engineering, Harvard University, Soil Mechanics Series No. 7, January 1940.

[30] "Soil Mechanics Fact Finding Survey; Seepage Studies; Progress Report," Technical Memorandum No. 175-1, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, March 1, 1941.

[31] "The Use of Laboratory Tests to Develop Design Criteria for Protective Filters," Earth Laboratory Report No. EM-425, Bureau of Reclamation, June 20, 1955.

[32] Middlebrooks, T. A., and W. H. Jervis, "Relief Wells for Dams and Levees," Transactions ASCE, vol. 112, p. 1321, 1947.

[33] Turnbull, W. J., and C. I. Mansur, "Relief Well Systems for Dams and Levees," Transactions ASCE, vol. 119, p. 842, 1954.

[34] Mansur, C. I., and R. I. Kaufman, "Control of Underseepage, Mississippi River Levees, St. Louis District," ASCE Proceedings, vol. 82, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, No. SM1, paper No. 864, January 1956.

[35] Turnbull, W. J., and C. I. Mansur, "Underseepage and Its Control - A Symposium," Transactions, ASCE, vol. 126, pt. I, pp. 1,4281,568, 1961.

[36] Clevenger, W. A., "Experiences With Loess as a Foundation Material," ASCE Proceedings, vol. 82, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, No. SM3, paper No. 1025, July 1956.

[37] Gibbs, J. J., and W. Y. Holland, "Engineering and Petrographic Properties of Loessial Soils," Engineering Monograph No. 28, Bureau of Reclamation, November 1969.

[38] "Properties Which Divide Loose and Dense Uncemented Soils," Earth Laboratory Report No. EM-608, Bureau of Reclamation, January 6, 1961.

[39] Terzaghi, Karl, "Simple Tests Determine Hydrostatic Uplift," Engineering News-Record, p. 872, June 18, 1936.

[40] Timoshenko, S., and J. N. Goodier, "Theory of Elasticity, " p. 14, McGraw-Hill, New York, NY, 1951.

[41] Hilf, J. W., "Estimating Construction Pore Pressures in Rolled Earth Dams," Proceedings of the Second Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, vol. III, p. 234, Rotterdam, June 1948.

[42] May, D. R., "Application of the Planimeter to the Swedish Method of Analyzing the Stability of Earth Slopes," Transactions, Second Congress on Large Dams, pt. I of app. A, vol. IV, p. 540, Washington, D.C., 1936.

[43] Wright, S. G., "A Study of Slope Stability and Undrained Shear Strength of Clay Shales," Ph.D. dissertation, University of California, Berkeley, 1969.

[44] Spencer, E., "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Interslice Forces," Geotechnique, pp. 11-26, 1967.

[45] Chugh, A. K., "User Information Manual for Slope Stability Analysis Program 'SSTAB2'-A Modified Version of 'SSTABI' by S. G. Wright," Bureau of

Reclamation, Engineering and Research Center, Denver, CO, 1981.

[46] Cedergren, H. R., Seepage, Drainage, and Flow Nets, John Wiley and Sons, Inc., p. 148, New York, NY, 1967.

[47] Algermissen, S. T., "Seismic Risk Studies in the United States," Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Chilean Association for Seismology and Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 1969; also reprinted by U.S. Department of Commerce, ESSA, Coast and Geodetic Survey, 20 pp., 1969.

[48] Woodward, Clyde, Sherard and Associates, "A Study of the Influence of the Earthquake Hazard on the Design of Embankment Dams," report prepared for the state of California Department of Water Resources, July 1966.

[49] "Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations," STP 450, American Society for Testing and Materials, 1969.

[50] Newmark, N. M., "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments," Geotechnique, vol. XV, No. 2, June 1965.

[51] Seed, H. B., "A Method for Earthquake Resistant Design of Earth Dams," Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, January 1966.

[52] "Efficacy of Partial Cutoffs for Controlling Underseepage Beneath Levees," Technical Memorandum No. 3-267, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, January 1969.

[53] Wiegel, R. L. (coordinating editor), Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1970.

[54] Gibbs, H. J., Estimating Foundation Settlement by One-Dimensional Consolidation Tests," Engineering Monograph No. 13, Bureau of Reclamation, 1953.

[55] "Review of Slope Protection Methods," Subcommittee on Slope Protection, Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings ASCE, vol. 74, June 1948.

[56] "Slope Protection for Earth Dams," Preliminary Report, US. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, March 1949.

[57] Holtz, W. G., and F. C. Walker, "Soil-Cement as Slope Protection for Earth Dams," Proceedings of ASCE, Journal of Soil Mechanics and. Foundation Division, vol. 88, SM6, pp. 107-134, December 1962.

Billig, K., "Thixotropic Clay Suspensions and Their Use in Civil Engineering," Civil Engineering and Public Work Review, p. 1,573, December 1961.

D'Appalonia, David J., "Soil-Bentonite Slurry Trench Cutoffs," Proceedings of the ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 106, No. GT4, pp. 399-417, April 1980.

Dunnicliff, John, and Don U. Peere, Judgment in Geotechnical Engineering - The Professional Legacy of Ralph B. Peck, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1984.

Gardner, W. I., "Dams and Reservoirs in Pleistocene-Eolian Deposit Terrane of Nebraska and Kansas," Symposium Reservoir Leakage and Ground Water Control, Ass. Eng. Geol. Nat. Meeting, Seattle, WA, 1968.

Gadsby, J. W., and F. A. Bares, "Arrow Project Cofferdam," Canadian Geotechnical Journal, vol. 5, No. 3, August 1968.

Gerwick, Ben C., "Slurry-Trench Techniques for Diaphragm Walls in Deep Foundation Construction," Civil Engineering, pp, 70-72, December 1967.

Gibbs, H. J., and C. T. Coffey, "Application of Pore Pressure Measurements to Shear Strength of Cohesive Soils," Earth Laboratory Report No. EM-761, Bureau of Reclamation, June 1969.

Golze, Alfred R., Handbook of Dam Engineering, Van Nostrand Reinhold Co., New York, NY, 1977.

Haug, Moir Dee, "Optimization of Slurry Trench Design," (thesis) University of California, Berkeley, 1980.

Hirschfeld, Ronald C., and Steve H. Poulos, Embankment-Dam Engineering, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1973.

Kapp, Martin S., "Slurry-Trench Construction for Basement Wall of World Trade Center," Civil Engineering, pp. 36-40, April 1969.

Kulhawy, Fred H., editor, "Recent Developments in Geotechnical Engineering for Hydro Projects," Proceedings of the Geotechnical Engineering Division at the ASCE International Convention, New York, NY, May 11, 12, 1981.

Lowe, John, Embankment Dams, Handbook of Applied Hydraulics, 3d ed., C. V. Davis and K. E. Sorensen, editors, sec. 18, McGraw-Hill Book Co., New York, NY, 1969.

Millet, Richard A., and Jean Yves-Perez, "Current USA Practice: Slurry Wall Specifications," Proceedings of the ASCE, Journal of the Geotechnical Division, vol. 107, No. GT8, pp. 1,041-1,055, August 1981.

Morgenstern, N., and I. Amir-Tahmasseb, "The Stability of a Slurry Trench in Cohesionless Soils," Geotechnique, vol. 15, pp. 387-395, 1965.

Sherard, James L., "Statistical Survey of the Diaphragm Wall Applications," Specialty Session No. 14, Seventh

UDHCONECTA.COM

International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 1969.

Xanthahos, Petros P., Slurry Walls, McGraw-Hill Book Co., New York, NY, 1979.

"Construction of Slurry Trench Cutoff," U.S. Army Engineer District, Savannah, Corps of Engineers, Savannah, GA, 1968.

"Digging a 95-Foot Deep Slurry Trench," Western Construction, pp. 66-70, November 1966.

Drilling Mud Data Book, Baroid Division, National Lead Co., Houston, TX, 1965.

Drilling Mud Reference Manual, Baroid Division, National Lead Co., Houston, TX, 1965.

"Earthquake Activity in Western United States," Dams Branch Report No. DD-8, Bureau of Reclamation, Denver, CO, April 1968.

"Soil-Cement Slope Protection for Earth Dams," Portland Cement Assn., Chicago, IL, (undated).

"Symposium on Earth and Rockfill Dams," vols. I and II, Indian National Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1968.

"Wanapum Hydroelectric Development Final Report," Public Utility District of Grant County, vols. I and II, Ephrata, WA, 1969.

Capítulo 7.
Presas de Escollera

A. GENERALIDADES

7.1. Origen y Utilización.

Generalmente se considera el origen de los diques de escollera hace mas de 100 años durante la fiebre del Oro de California. Se construyeron muchos diques de escollera desde el final de 1800 a la mitad de los años 30. El proyecto y construcción de varios de estos diques los describe Galloway [1][8].

El interés en la construcción de diques de escollera disminuye después de la mitad final de los años 30 debido al incremento de coste para obtener y colocar grandes cantidades de material de escollera; aunque se construyeron varias grandes presas de escollera en los años 50 [2]. La construcción de presas de escollera ha aumentado notablemente desde 1960. Esto se atribuye a la utilización de emplazamientos más remotos, explotación de canteras y colocación más barata, el uso de material excavado en zonas diversas, mejores detalles de proyecto, mayor conocimiento general acerca de las escolleras, y los recientes proyectos de almacenamiento para bombeos en zonas montañosas. El reciente progreso de los diques de escollera es analizado por Cooke [3]. El excelente comportamiento de un mayor número de diques de escollera es otro factor beneficioso que recomienda su uso.

Puede comprobarse que las presas de escollera son las más económicas cuando se dan cualquiera de las condiciones siguientes:

- Se dispone de gran cantidad de piedra o se excavarán de acuerdo con el proyecto, como las procedentes de un aliviadero o túnel.
- Los materiales para presas de tierra son difíciles de obtener o requerir un proceso extenso antes de su uso.
- Los periodos estacionales de construcción son cortos.
- Excesiva humedad por las condiciones climáticas que limita la colocación de cantidades grandes de materiales de presas de tierra.
- El dique será recrecido en una fecha posterior.

Otros factores que favorecen el uso de un dique de escollera son la posibilidad de colocar la escollera a lo largo del invierno y la posibilidad de inyectar la cimentación mientras simultáneamente se coloca el terraplén. Además, la subpresión y la erosión causada por la filtración a través del material de la escollera no constituyen generalmente problemas importantes de diseño.

Existe un interés creciente en el uso de secciones de escollera que permitan el paso de avenidas a través de ella, junto con los diques de desvío, para evacuar las avenidas súbitas cuando el costo del desvío es alto [4, 5, 6, 7]. Este tipo de estructura requiere que un refuerzo de rejas de barras soldadas se ponga en la cara aguas abajo del dique, anclado a la escollera por debajo de una cota dada, para que los grandes flujos a través del dique no muevan la escollera. Las barras normalmente son de 12,7 a 19,1 mm (1/2 a 3/4 de pulgada) de diámetro y se espacian en rectángulos de 0,30 m (1 pie) verticalmente por 0,9 a 1,2 m (3 a 4 pies) horizontalmente, se anclan en la cara de aguas

[8] Los números en corchete hacen referencia a la numeración de la bibliografía (sec. 7.14)

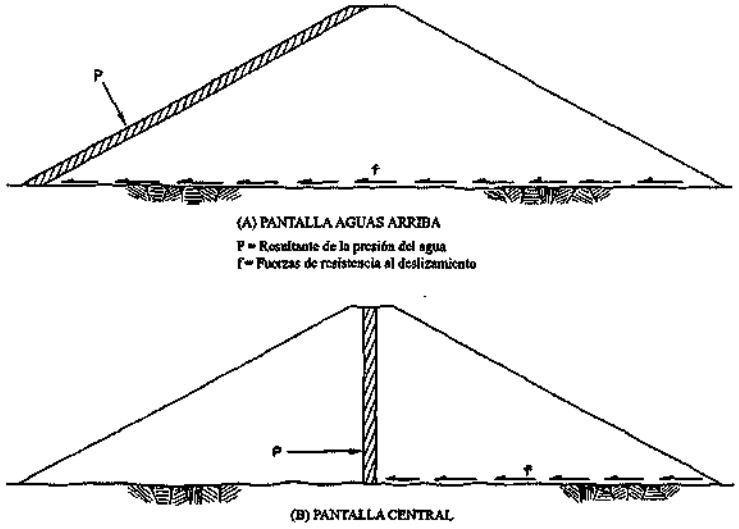
UDHCONECTA.COM

abajo del dique. Entonces esta reja se suelda reforzándola con barras de 3,0 a 4,5 m (10 a 15 pies) ancladas en el escollera. El uso de escollera con "flujo a través" de la presa implica un proyecto que tiene como único problema el colocar refuerzos aguas abajo y la necesidad de una sección resistente al desbordamiento. Por consiguiente, este tipo de estructura sólo debe proyectarse por un ingeniero de diseño experimentado.

7.2. Definición y Tipos de Presas de Escollera.

Las presas de escollera se han definido de la forma siguiente [8, 9]: "Una presa cuya mayor parte de la estructura esta hecha de piedras, volcadas o en capas" Se utiliza una pantalla impermeable como barrera para el agua que puede situarse dentro del dique (pantalla interna) o en el talud aguas arriba (pantalla externa). Se han usado distintos materiales para estas pantallas como tierras, hormigón, acero, hormigón asfáltico, y madera.

Las presas de escollera se pueden clasificar en tres grupos, dependiendo de la situación de la pantalla: (1) En el centro, (2) En el centro inclinada, y (3) pantalla aguas arriba, o "membrana" Cada situación de la pantalla tiene sus ventajas y desventajas que varían según el tipo de pantalla, los materiales disponibles en el emplazamiento, y las condiciones de la cimentación. La central y la central inclinada son las pantallas interiores que generalmente se construyen de materiales de tierra impermeable. Deben hacerse análisis económicos para determinar el tipo de material a utilizar en la construcción de la pantalla, tanto sin es interior como exterior. Si se utiliza una pantalla interior se recomienda central y vertical. Este tipo de pantalla proporciona la máxima presión de contacto con la cimentación y requiere un control de construcción menos estricto que una pantalla central inclinada.



(A) PANTALLA AGUAS ARRIBA

P = Resultante de la presión del agua
f = Fuerzas de resistencia al deslizamiento

(B) PANTALLA CENTRAL

Figura 7-1- Resistencia al deslizamiento de un dique. 288-D-2796

Si se utiliza una pantalla externa, debe construirse de hormigón, hormigón asfáltico, o acero.

Las ventajas de la pantalla interior incluyen (1) menor área total expuesta al agua, (2) menores longitudes de pantalla de inyección, y (3) protección frente a daños externos y a la intemperie. Las mayores desventajas de una pantalla interna son la incapacidad para poner el material de la escollera sin la colocación simultánea de material de la pantalla impermeable y filtros, la inaccesibilidad de la pantalla para la inspección de daños, la dificultad para reparar los daños si ocurren, y que origina una sección más pequeña en el dique para la estabilidad contra el deslizamiento. Las diferencias para lograr las reacciones para la estabilidad en las pantallas central (interior) y aguas arriba (externa) se muestran en la figura 7-1.

Las pantallas aguas arriba tienen las ventajas siguientes:

- Facilidad para la inspección y reparación.
- Puede construirse después de la realización de la sección de escollera.
- Puede realizarse la inyección de la cimentación simultáneamente con la colocación de escollera.
- Una mayor parte del dique está disponible para la estabilidad contra el deslizamiento.
- Puede usarse como protección del talud.
- Es relativamente fácil recrecer la presa en fecha posterior.
- En los climas húmedos, la ausencia de rellenos de suelos impermeables simplifica y acelera la construcción.

Si se usa una pantalla aguas arriba, el embalse debe poder vaciarse a una cota que permita la inspección y reparación; pueden usarse cámaras de televisión o dispositivos audio para localizar filtraciones, las reparaciones menores pueden ser hechas por buzos.

Si en un dique de escollera se utiliza una pantalla central de tierras, se requiere el uso adecuado de filtros aguas arriba y aguas abajo; los filtros deben satisfacer los requisitos indicados en la sección 6.10(i). Si no hay material disponible de tierra adecuado para el núcleo o los filtros en el emplazamiento y se necesitan clasificar el material impermeable o se requiere la fabricación de los filtros, puede ser antieconómico una presa de escollera con núcleo de tierras porque los costes de procesamiento de filtro pueden ser muy elevados. El coste de la construcción también se incrementaría significativamente si se necesitan varias capas de filtros para prevenir el sifonamiento.

B. PROYECTO DE LA CIMENTACIÓN

7.3. Requisitos y Tratamiento de la Cimentación.

Los requisitos de la cimentación para un dique de escollera son menos estrictos que los de un dique de gravedad de hormigón, pero más restrictivos que los de un dique de tierra.

Las cimentaciones en lecho de roca que son duras y resistentes a la erosión son las más indicadas para las presas de escollera. Las cimentaciones consistentes en arenas gruesas de río o fragmentos de piedra son aceptables, pero la cimentación debe inspeccionarse por ingenieros competentes y debe utilizarse una pantalla drenante hasta el lecho de la roca. La cimentación debe seleccionarse y debe tratarse desde el punto de vista de proporcionar un coste mínimo al terraplén de escollera. Todos los materiales en los cortes, fallas, o los hoyos profundos que puedan erosionar en el futuro la escollera, o la cimentación o el estribo, deben cubrirse con filtros (sec. 6.10(i)) o eliminarlos y rellenarlos con hormigón. Para una presa de escollera con núcleo de tierra, todas las juntas

UDHCONECTA.COM

y grietas bajo el núcleo y los filtros deben limpiarse y deben rellenarse de hormigón [10].

El método usual de tratar las cimentaciones para prevenir la filtración es la lechada de cemento en la pantalla; además, pueden cubrirse las zonas potencialmente permeables aguas arriba de la pantalla impermeable con material impermeable.

La alineación del dique debe elegirse para que se logre o un volumen del terraplén mínimo o la superficie de pantalla mínima, dependiendo de cual es el criterio más importante económicamente.

El tratamiento de la cimentación debe ser suficiente para satisfacer los criterios siguientes:

- Mínima filtración.
- Prevención del sifonamiento.
- Limitar el coste.
- Rozamiento suficiente desarrollado entre los estribos y cimentación para asegurar la estabilidad a deslizamiento.

7.4. Pantalla Impermeabilizante.

De importancia crítica en el funcionando de un dique de escollera es la prevención de filtración bajo el dique y realizar una junta de sellado entre la pantalla y la cimentación. Para prevenir la filtración bajo el dique, normalmente se inyecta la cimentación. La necesidad de la inyección y la magnitud requeridas se deben basar en el estudio cuidadoso de la geología del emplazamiento, en un examen visual de los testigos de los sondeos de la cimentación de roca, y en los valores de pérdida de agua del taladro. Si ninguno de los datos está disponible, debe asumirse que se necesita la inyección, excepto cuando el embalse se vacía completamente cada año y la necesidad de la inyección puede basarse en las observaciones de la filtración durante los primeros años de funcionamiento.

Las pantallas de impermeabilización a distintas profundidades en el lecho de roca se utilizan generalmente para prevenir la filtración en las zonas superiores de la cimentación, facilitar la inyección, y proporcionar a la pantalla una junta de sellado, y para apoyar el peso vertical de la pantalla. Las figuras 7-2, 7-3, y 7-4 ilustran los detalles de pantallas de impermeabilización típicas. A veces se usan las galerías del desagüe junto con las pantallas de corte para facilitar la inyección posterior y determinar situaciones y cantidades de la filtración, pero no se recomiendan para las pequeñas presas.

Recientemente [11], los proyectistas han usado una losa horizontal mostrada en figura 7-5 junto con los paramentos de hormigón para proporcionar a la roca de la cimentación una pantalla de sellado. Los anclajes de las losas horizontales tienen la ventaja de no necesitar excavaciones extensas en la roca, permitiendo inyectar antes, acelerando el tiempo de construcción, y reduciendo el coste de la obra. Las losas horizontales pueden usarse donde el lecho de roca esté sano y se esperen pocos problemas de filtración. Cuando exista incertidumbre acerca de la permeabilidad de porciones superiores de la cimentación, como la existencia de una roca blanda, una pantalla de impermeabilización en el lecho de roca puede proporcionar mayor protección y permite un examen de material cuestionable.

Se recomiendan una anchura mínima y profundidad de 1 metro (3 pies) para los muros de corte en roca sana; deben usarse pantallas más profundas en roca débil, rota, o con diaclasas. El espesor de la losa anclada debe ser determinado por la cimentación, construcción, o requisitos de inyección. Además de prevenir filtraciones, la losa anclada y la pantalla de impermeabilización deben diseñarse para mantener el apoyo adecuado al empuje de la membrana y, en el caso de pantallas de acero, cualquier tensión transmitida a la pantalla causada por el asiento del terraplén. La pantalla debe extenderse a lo largo de todo el contacto en el cauce entre la pantalla y la cimentación.

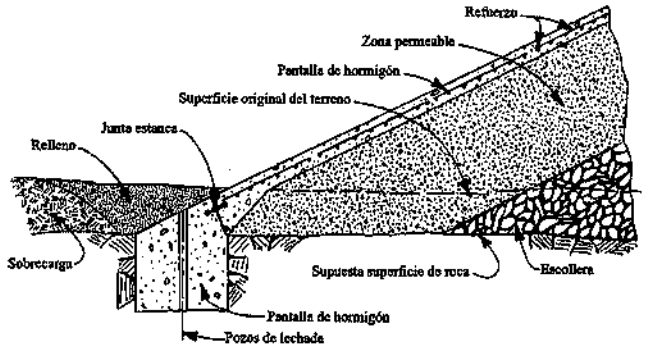


Figura 7-2- Detalle de una pantalla de impermeabilización de hormigón. 103-D-1878.

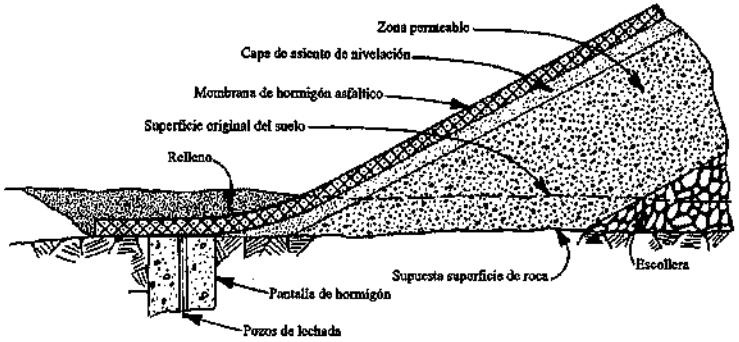


Figura 7-3- Detalle de una pantalla de impermeabilización de hormigón asfáltico. 103-D-1879.

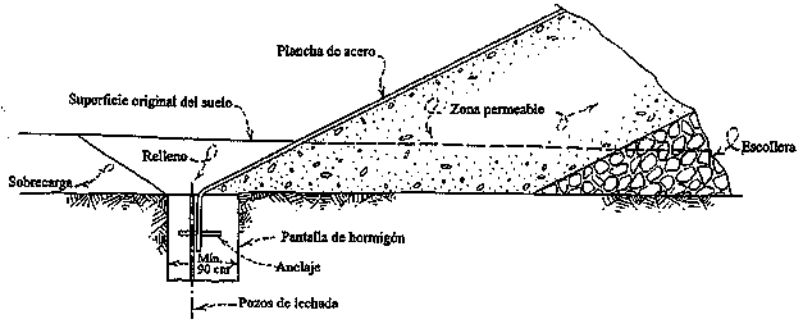


Figura 7-4- Detalle de una pantalla de impermeabilización de acero. 288-D-2503.

UDHCONECTA.COM

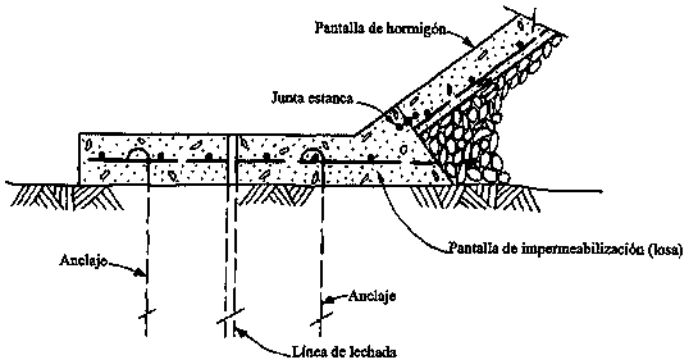


Figura 7-5- Losa horizontal de impermeabilización utilizada aguas arriba de una pantalla de hormigón. 288-D-2797.

C. PROYECTO DEL DIQUE

7.5. Selección del Material de Roca.

Se ha utilizado una gran variedad de tipos de roca en la construcción de diques de escollera. Los tipos de roca van desde duros y durables, granito y cuarcita a materiales más débiles, como la roca arenisca, y esquistos. Durante los primeros años, se pensó que sólo se debería usar material de escollera de calidad más alta; sin embargo, con la llegada de presas más delgadas y las técnicas de consolidación más eficaces, las rocas que tienen características menos deseables han llegado a ser utilizadas en los terraplenes. El uso de piedra de las excavaciones de los vertederos, obras de toma, túneles, y otras estructuras auxiliares ha reducido los costes de la construcción de los diques de escollera sin dañar la utilidad y estabilidad de estos. Si están disponibles cantidades pequeñas de los tipos de la piedra menos deseables, éstas pueden usarse en las zonas no determinantes dentro del terraplén; el uso de material en las zonas no determinantes se discute en la sección 6.18(a).

Preferiblemente, el material de la piedra debe ser duro, durable, capaz de resistir la desintegración por intemperie, y capaz de resistir sin deterioro excesivo la extracción de la roca de la cantera, la carga, el transporte, y las operaciones de puesta en obra (La figura 7-6 muestra una escollera de granito en la cara de aguas abajo del Dique de Montgomery.) La roca también debe estar libre de minerales inestables que puedan causar una desintegración mecánica o química. Las rocas ígneas, metamórficas, y sedimentarias se han usado con éxito en las secciones de terraplenes. Sólo se pueden dar consejos generales acerca de los tipos de roca porque cada emplazamiento de la presa presenta su propio problema en la utilización de los materiales de roca cercanos. Como una ayuda al proyectista, el apartado E del capítulo 5 incluye la clasificación y propiedades ingenieriles de las rocas.

Los resultados de los ensayos de laboratorio que miden la resistencia a la abrasión, características helada-deshielo, y el porcentaje

de absorción de agua pueden usarse para evaluar la conveniencia de la roca. Pueden usarse los resultados de los análisis petrográficos para distinguir en los minerales conocidos la facilidad de acción de la intemperie o los ensayos de compresión triaxial para determinar las propiedades resistentes de la roca. Uno de los mejores métodos para determinar la resistencia a la intemperie de la roca es simplemente examinar sus condiciones en el emplazamiento; sin embargo, esto no siempre indica cómo se comportará el material en el dique. Deben examinarse los materiales disponibles en el emplazamiento construyendo terraplenes de prueba si es económicamente posible, sobre todo cuando las propiedades materiales son cuestionables. Los terraplenes de prueba pueden determinar los siguientes puntos:

- Si se puede o no utilizar un material marginal.
- Cómo se van a comportar los materiales seleccionados para el dique durante la compactación.
- El tipo correcto de equipo de compactación para cada material.
- El número necesario de pasadas de compactación para cada material.
- El espesor correcto de cada tongada para cada material.
- La necesidad de cambiar la sección del terraplén para colocar nuevos materiales o materiales de propiedades diferentes.

Como ejemplo, los informes de Crisp [12] recogen que propusieron importantes cambios en el proyecto de la presa de Carters debido a los resultados obtenidos probando secciones del terraplén de cuarcita, filita y argilita.

También debe de examinarse el efecto de los métodos de voladura en las canteras sobre la granulometría, así como la extensión de la cantera.

También es de gran importancia para el ingeniero de proyecto que selecciona el tipo de roca el grado en el que las pruebas de compresión de triaxial en pequeña escala proporcionen los parámetros de fuerza aplicable a la escollera real.



Figura 7-6.- Escollera de granito en la cara aguas abajo de la Presa de Montgomery, Colorado. CH-520 - 150.

Los datos que están disponibles sobre este tema son, sin embargo, muy limitados, Leps [13] ha resumido datos disponibles, y Marachi y otros [14] han abordado este problema ensayando probetas de 36, 12, y de 2,8 pulgadas (91, 30, y 7 cm) de diámetro en compresión triaxial drenada usando curvas de grano-tamaño paralelas y pendientes de grano idénticas (modeladas) para examinar los efectos de tamaño de grano en la tensión y características de la deformación de material de la escollera. También investigaron el efecto del aplastado de partículas.

Se ensayaron tres tipos de material como sigue:

1. Argilita de la Presa Pyramid - Una roca sedimentaria de grano fino, extracción por explosión, angular, con las partículas relativamente débiles ($G_s = 2,67$)
2. Basalto machacado. - Extracción por explosión y machaque hasta el tamaño correcto, angular, y bastante sano ($G_s = 2,87$).
3. Anfibolita de la Presa de Oroville. - Una roca metavolcánica, partículas redondeadas a subredondeadas con algunas partículas subangulares de arena fina, el material procede de dragado de río, duro ($G_s = 2,86$ a $2,94$).

UDHCONECTA.COM

Las curvas granulométricas para el material de la roca real y para el material modelado se muestran en la figura 7-7.

Aunque [14] estaban principalmente interesados en el uso de material de roca en diques altos, las conclusiones generales siguientes son aplicables a los diques de escollera de todos los tamaños:

- Pueden modelarse con éxito los materiales de escollera para que se obtengan, de los ensayos en escala reducida, la fuerza y las características de la deformación del material real.
- Para cualquier presión de confinamiento, cuando el tamaño de la partícula del ensayo aumenta, el ángulo de fricción interior disminuye una cantidad pequeña pero significativa.
- Los materiales de escollera bien graduados compuestos de partículas redondeadas son superiores a los materiales de escollera angulares uniformemente graduados, sobre todo en presas altas.
- Para cualquier tamaño de la partícula dado, cuando la presión de confinamiento de la muestra aumenta, el ángulo de rozamiento interno disminuye.

La figura 7-8 ilustra la variación del ángulo de fricción interior con el tamaño de la partícula y la presión de confinamiento. Aunque la mayoría de las presiones de confinamiento mostradas son mayores que las que se lograron en los diques pequeños, la reducción general en ángulo de fricción mostrado en la figura 7-8 será de gran interés para los proyectistas.

Los detalles de los ensayos y las conclusiones en referencia a la tensión y las propiedades de la deformación de materiales de la roca y las características de rotura de la roca sometida a altas presiones de confinamiento pueden encontrarse en [14].

7.6. *Secciones del Dique.*

Las pendientes del terraplén usadas para las presas de escollera han evolucionado desde las pendientes muy fuertes, normalmente 0,5:1 a 0,75:1 (horizontal a vertical) en las presas antiguas de escollera, a las pendientes más suaves de 1,3:1 a 1,7:1 utilizadas hoy día. Los diques de escollera más antiguos sólo usaron pantallas aguas arriba, y se construyeron con pendientes fuertes aguas arriba y aguas abajo para minimizar el volumen de escollera. Dado que estos taludes eran más pendientes que el talud natural de la roca vertida, se estabilizaron zonas de gran espesor colocando con grúa, escombros de mampostería seca, lo que proporcionaba un manto de protección en el talud de aguas arriba. La escollera de estos diques se construyó descargando la piedra desde alturas de 9 a 50 m (30 a 165 pies). Los proyectos más tarde eliminaron la fábrica de mampostería aguas abajo tendiendo el talud hasta el ángulo de reposo de la roca, pero se mantuvo la fuerte pendiente aguas arriba. Debido a que la mayoría de las zonas aguas arriba se construyeron colocando con grúa grandes piedras, el coste de los diques aumentó de forma continuada. Poco a poco, los proyectistas comprobaron que era más barato usar pendientes próximas al ángulo de reposo del material de la roca, eliminando la colocación con la grúa, a favor de escolleras compactadas.

Las pendientes aguas arriba y aguas abajo de un dique deben basarse en el tipo de pantalla de impermeabilización y su situación. Una presa de escollera que tenga núcleo central o núcleo inclinado, tiene pendientes aguas arriba que van del 2:1 al 4:1 y aguas abajo normalmente tendiendo hacia el 2:1 o ligeramente más pendientes cuando todas las condiciones son favorables. Sin embargo, los diques con las pantallas aguas arriba normalmente tienen las pendientes aguas arriba del 1,3:1 a 1,7:1 y las pendientes aguas abajo se aproximan al talud natural de la roca.

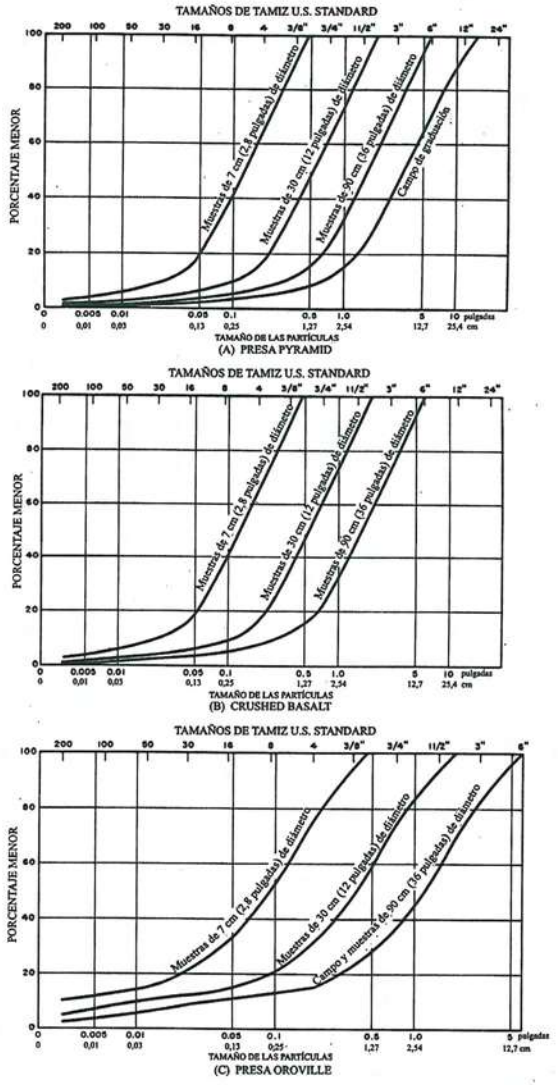


Figura 7-7- Distribución del tamaño de granos para modelado de materiales de escollera. Adaptado de [14]. 288-D-2798.

BIBLIOTECA ETSEA UNIVERSITAT DE LLEIDA

UDHCONECTA.COM

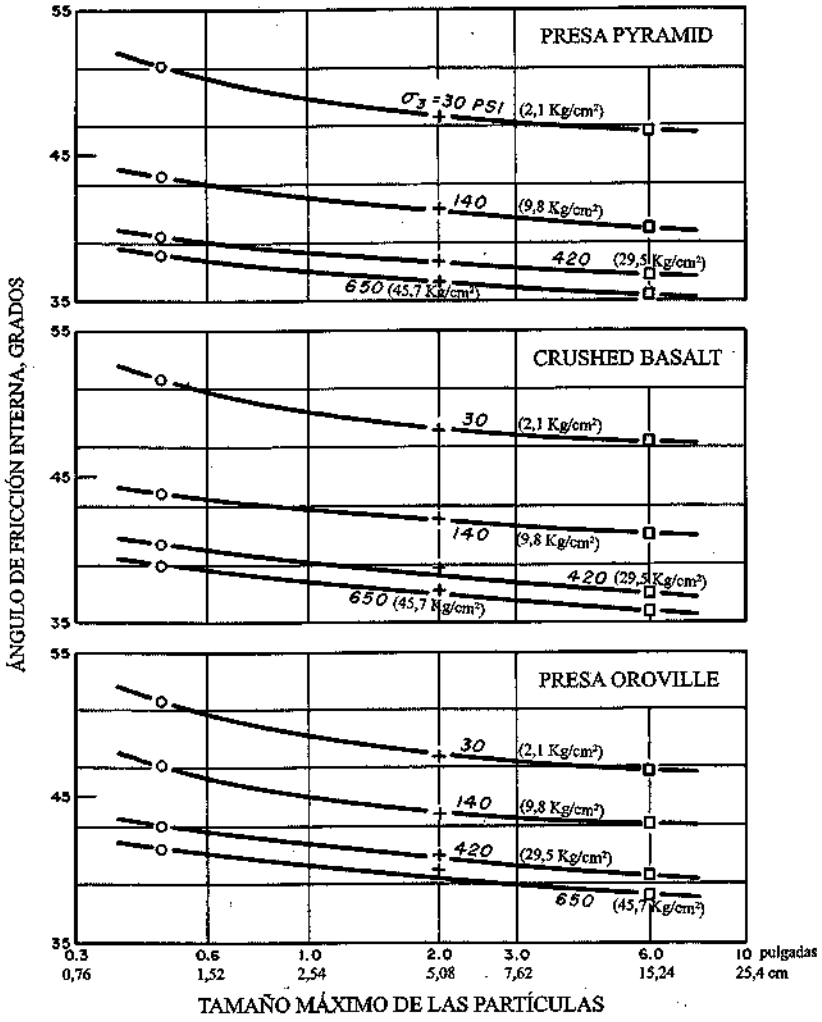


Figura 7-8- Efecto del tamaño máximo de partícula en el ángulo de fricción interna. Adaptado de [14]. 288-D-2799.

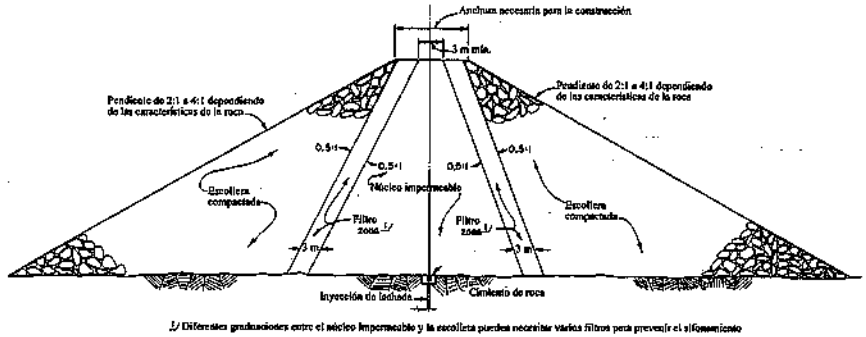


Figura 7-9- Sección típica máxima de una presa de escollera con núcleo de tierra utilizando núcleo central. 288-D-2800.

La mayoría de las pantallas de hormigón asfáltico se han construido sobre diques con pendientes aguas arriba de 1,6:1 a 1,7:1 para facilitar la construcción de la pantalla; por otra parte la mayor parte de las de acero y hormigón armado tienen pendientes de 1,3:1 a 1,4:1. Una revisión de literatura disponible indica que se han producido muy pocos fallos para estas pendientes. Por consiguiente, las pequeñas presas de escollera con las cimentaciones buenas podrían tener pendientes de 1,3:1 a 1,4:1 aguas arriba para hormigón y pantallas de acero, y una pendiente 1,7:1 para las pantallas de hormigón asfáltico. Pueden usarse pendientes aguas abajo de 1,3:1 a 1,4:1 en todos los casos.

Los taludes aguas arriba y aguas abajo para las presas de escollera con núcleo de tierras central o inclinado dependen del tamaño y propiedades de las tierras del núcleo, anchura necesaria de zonas de filtro, tipo de material de la cimentación, los requisitos de desembalse, la secuencia de construcción, etc., cada emplazamiento presenta sus propios problemas. Generalmente, las pendientes aguas arriba y aguas abajo de un dique de escollera con núcleo de tierras típico son 2:1 o ligeramente más pendiente dónde todas las condiciones son favorables, pero puede ser tan suave como 4:1 (o más) para las condiciones desfavorables. En la figura 7-9 se muestra una sección típica del terraplén, para un dique de escollera con núcleo central de tierra.

Una sección típica para el dique (pantalla aguas arriba) de una presa de escollera se muestra en figura 7-10. La sección interior del dique de escollera puede ser dividida en tres zonas principales, como se muestra en la figura 7-10. Estas zonas pueden describirse como sigue:

Zona C: La zona más grande aguas abajo del dique, compuesta por la roca de mejor calidad, la piedra más grande y compactada; esta zona proporciona una alta estabilidad a la sección.

Zona B: Roca de menor calidad que la de la zona C, como la de la excavación del vertedero; utilizada para minimizar los costes totales de la presa.

Zona A: Piedra más pequeña y grava; bien-graduada, utilizada para proporcionar un apoyo a la pantalla y retardar grandes pérdidas de agua debidas a la fisuración de la pantalla.

Además de estas zonas principales, a veces es necesaria una base de arena y grava bien graduada para la membrana. Una fina base intermedia también sirve como capa de nivelación y proporciona una superficie adecuada de trabajo.

UDHCONECTA.COM

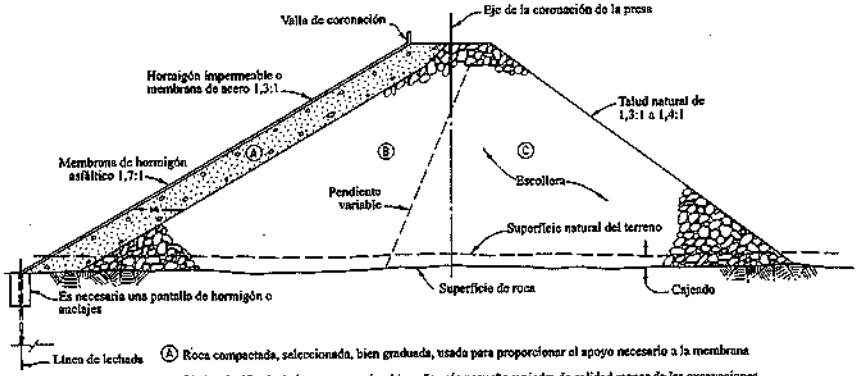


Figura 7-10.- Sección típica máxima de una presa de escollera con pantalla. 288-D-2801.

Las condiciones de colocación para estas tres zonas y la zona baja se comentan en la sección 7.7.

Los requisitos de la granulometría son difíciles de especificar porque dependen del tipo de roca disponible y los métodos usados en la explotación de las canteras. Como en muchos aspectos del proyecto de una presa, sólo son aplicables reglas generales, pero deben satisfacerse las especificaciones de filtro dadas en la sección 6.10(i). Para presas de escollera con pantalla la zona C del terraplén debe utilizar la roca de mayor calidad disponible. No deben colocarse piedras grandes lajosas en este terraplén porque tienden a hacer un efecto arco, causando importantes huecos que pueden provocar un asiento excesivo si las rocas se rompen. Si es posible, la piedra en la zona C debe ser bien graduada desde aproximadamente 0,028 a 0,76 m^3 (1 ft^3 a 1 yd^3), y la fracción más fina de la gradación no debe ser suficiente para llenar el hueco del material compactado. En condición óptima, la zona B debe estar bien graduada con un tamaño máximo de aproximadamente 0,28 m^3 (10 ft^3),y debe tener una permeabilidad alta después de la compactación. La zona A debe estar bien graduada, de aproximadamente 7,5 cm (3 pulgadas) pasando entre el 5 y el 15 por ciento por el tamiz N°. 100. Si no es necesario una base en la zona baja (como se describe después), la gradación de zona A depende del tipo de superficie usada y su método de construcción. Si no se usa una base, el material de la zona A debe mantener la presión uniforme sobre la superficie lisa del paramento, y debe de graduarse para retardar la pérdida de agua debida a la rotura del paramento.

No siempre es necesaria una base en la zona baja, depende de la necesidad de una capa de nivelación y de la graduación de la zona A, y de su capacidad de soportar la colocación de la pantalla y resistir la erosión. En todo caso, la zona inmediatamente bajo la superficie de la cara de la pantalla, debe de ser una superficie de trabajo adecuada para el equipo y el personal durante la colocación de los elementos del paramento, y debe resistir la erosión provocada por la escorrentía sobre la superficie. El material de la base debe de ser bien graduado, con un tamaño máximo de 3,8 cm (1 1/2 pulgadas), que pase del 5 a 15 por ciento por el tamiz N°. 100, y pasando por el tamiz N°. 200 el 5 por ciento o menos.

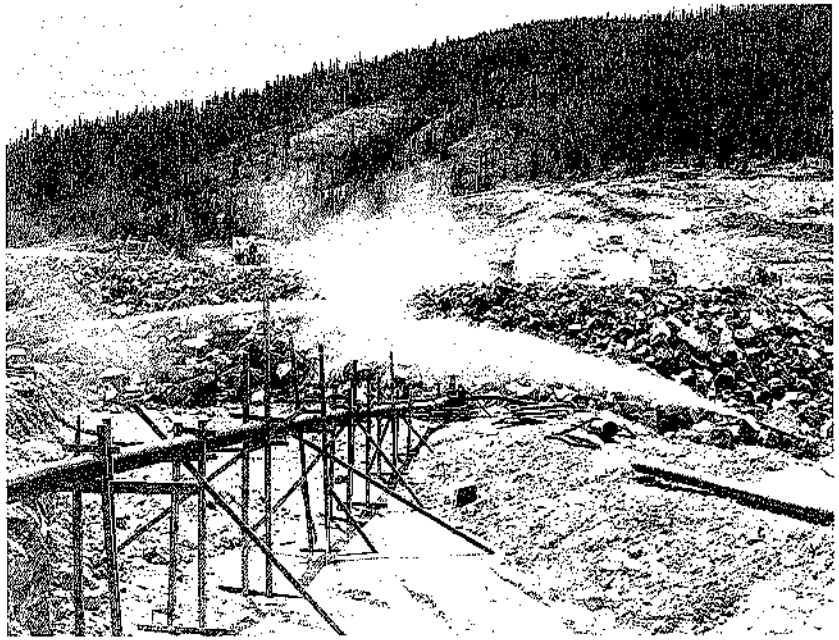


Figura 7-11.- Operación de regado en una escollera típica. Presa Montgomery, Colorado (Fotografía de Black y Veatch Ingenieros). 288-D-2879.

En general, el material en las zonas B y C debe tener una granulometría desde la roca de tamaño pequeño aguas arriba a la rocas gruesas aguas abajo, con el material más grande y más resistente colocado en las partes más bajas de la zona C. La selección de la roca para cada zona debe hacerse en la cantera.

En las presas de escollera con núcleo de tierras, las piedras más grandes y más resistentes deben de situarse en las zonas exteriores de la escollera. Estas rocas deben de graduarse desde las piedras más finas al lado del filtro a las piedras más gruesas cerca del talud de aguas abajo.

El eje de la presa puede ser curvo (convexo aguas arriba) o recto. Un eje curvo permite comprimir el dique cuando está lleno; mientras que, un eje recto tiene el beneficio de que la construcción es más fácil y el coste total de la presa es menor. En las pequeñas presas con una buena cimentación y condiciones de los estribos buenas, se recomienda el eje recto. En presas de escollera con pantalla aguas arriba, se recomienda que el área expuesta de la pantalla sea área mínima. Esto acelera la construcción de la pantalla, reduce los costes de la pantalla y de las zanjas de drenaje, y reduce el coste de cualquier reparación necesaria.

También pueden construirse dentro del terraplén de escollera zonas no determinantes con roca de resistencia o permeabilidad cuestionable si la estabilidad de la sección no es afectada. El propósito final del diseño de cualquier sección de escollara es maximizar el uso económico del material disponible en el emplazamiento. Se pueden utilizar ensayos

UDHCONECTA.COM

para determinar si serán o no adecuados; éstos se comentaron en la sección 7.5.

La anchura de la coronación debe ser determinada por el tipo de pantalla utilizada y por su uso después de la construcción. La coronación debe, sin embargo, ser lo bastante ancha para permitir la construcción de la pantalla de aguas arriba; se recomienda una anchura mínima de 4,5 a 6 m (15 a 20 pies). El bombeo de la coronación debe determinarse según la previsión del asentamiento de la cimentación y del dique. Dado que es difícil de determinar, se recomienda un bombeo del 1 por ciento de la altura del dique. Se puede usar una ecuación lineal para distribuir el material arqueado en la coronación. En la sección 6.20 se dan consideraciones adicionales acerca de los detalles de la coronación.

Los requisitos del resguardo dependen de la velocidad máxima del viento, del fetch, de las condiciones de operación del embalse, de la capacidad del vertedero, y de si se han utilizado muros de resguardo. Si se usa un muro de protección como el mostrado en la figura 7-10 para proporcionar protección contra la elevación de la ola y las salpicaduras, los requisitos del resguardo del dique pueden ser menores de los necesarios para una tierra con escollera (sec. 6.21). Si no se usan muros de protección, el resguardo debe ser el adecuado para impedir que la elevación de la ola pase por encima de la coronación (sec. 6.21). Se han obtenido buenos resultados con muros de protección, [II], y se recomienda su uso.

7.7. *Colocación del material de escollera.-*

La limitación del asiento es crítico en la construcción de presas de escollera porque un asiento excesivo puede romper la pantalla aguas arriba o separar las juntas causando la subsiguientemente pérdida de agua. Las primeras presas de escollera se construyeron descargando la piedra desde grandes alturas; se suponía que dejando caer la piedra desde lo alto se lograba impartir energía de consolidación al relleno, disminuyendo los huecos, reduciendo así, el asiento del terraplén. No obstante, muchos de estos terraplenes construidos descargando desde lo alto han sufrido importantes asientos y como consecuencia problemas de filtración. La experiencia ha mostrado que ese material de roca colocado en capas delgadas y compactadas con rodillos vibratorios forma una masa más estable, donde el asiento es mínimo. En presas de escollera con pantalla, el terraplén debe preferiblemente completarse antes de que comience la construcción de la pantalla aguas arriba. Esto reduce la probabilidad de que ocurran roturas importantes en la pantalla por el asentamiento inicial.

El asentamiento del material de escollera también se ha correlacionado con la aplicación de agua; Sowers y otros. [15] ha demostrado que material de escollera colocado en seco y posteriormente mojado puede tener un asiento apreciable. Durante mucho tiempo se ha defendido que el riego es un método que asegura el contacto entre las piedras más grandes y el lavado de los materiales más finos hasta los huecos. Sin embargo, cuando el material de escollera se pone en espesores delgados y se compacta con rodillos vibratorios, no hay ninguna prueba definida que indique que regando se reduzca de forma significativa el asiento total, sobre todo para las pequeñas presas de escollera consideradas aquí.

La cantidad de agua usada para regar ha variado mucho, pero normalmente el rango es de dos a cuatro veces el volumen de roca; la piedra sucia exige más agua para lavar los finos. En el caso de rocas excepcionalmente sucias, las segregaciones pueden causar una capa de finos saturados de agua debajo de la superficie de la roca cuando se descarga y se riega. La capa será relativamente impermeable y dificultará o impedirá que se mojen todas las partes de las piedras de la capa por debajo de la superficie de finos. Esto puede corregirse usando capas más gruesas que permiten aumentar el tiempo de regado o quizás

mojando la escollera antes de la colocación. También debe de tenerse cuidado de que el lodo no forme un depósito en el pie de la capa debido al riego; si se producen los problemas con el lodo, es obligatorio retirarlo periódicamente. El regado se hace normalmente con boquillas que tienen diámetros de 6,4 a 10,2 cm (2 1/2 a 4 pulgadas) (en la figura 7-11 se muestra un funcionamiento de regado típico). Debe de estar disponible un equipo de regado suficiente para lograr máximos ratios de colocación de escollera; sino, puede limitarse la cantidad de escollera colocada. Los equipos de regado deben ser móviles. Actualmente, el método de construcción preferido, es colocar la escollera en tongadas delgadas y compactarlas con rodillo vibrador.

La figura 7-10 muestra una típica sección de presa de escollera con pantalla que consta de tres zonas de material. El material de la zona C debe de ser sólido, roca durable de alta calidad vertida en capas de 0,30 a 1,2 m (2 a 4 pies) y compactada con rodillo vibratorio. El material de la zona B puede ser roca de menor calidad que la zona C, como la excavación del aliviadero o del túnel, y puede ser vertida en capas de 0,30 a 0,90 m (2 a 3 pies) y compactada con rodillo vibratorio. La zona A proporciona la superficie de sustentación para la membrana de aguas arriba y puede ser material procesado o seleccionado de la cimentación o prestamos de excavación de vaciados. El material de la zona A debe compactarse en capas de 30 cm (12 pulgadas) con tractores tipo oruga o con rodillo vibrador; el material debe mojarse totalmente antes de la compactación. La superficie del material de la zona A debe ser compactada con pasadas de un rodillo liso vibratorio hacia arriba y abajo de la superficie. Generalmente la vibración se para después de las dos primeras pasadas para prevenir desplazamientos. Si se coloca una capa de base sobre el paramento, ésta deberá ser compactada con pasadas de un rodillo liso vibratorio hacia arriba y abajo de la superficie de la misma manera descrita para la superficie de la zona A. En la sección 7.6 se han explicado graduaciones recomendadas para las zonas A, B, C y material de base.

El tamaño del rodillo vibrador para cada zona de la escollera se basará en las características de la roca en la zona, preferiblemente, se realizarán ensayos construyendo diques. Los rodillos vibratorios más utilizados en la compactación de escollera son de 3 a 10 toneladas.

En varias presas de escollera con pantalla de hormigón o asfalto [11, 16, 17, 18], el material de la zona A ha sido eliminado y sólo se ha construido una estrecha capa de nivelación colocada en la superficie de la zona B. En tal caso, la compactación de la capa de nivelación se realiza con pasadas de rodillo vibrador arriba de su superficie. La figura 7-12 muestra la sección máxima de la presa Upper Blue River, en la que la zona A (zona 2 en la figura) se ha eliminado y la zona B (zona 1 en la figura) se ha reemplazado por la zona C. Cuando la zona A se elimina, la superficie aguas arriba final de la zona B también puede terminarse pasando el rodillo vibratorio en su superficie. Debe de obtenerse el consejo de un proyectista experimentado de presas antes de eliminar la zona A.

Para presas de escollera con núcleo central de tierras, como la mostrada en la figura 7-9, los espaldones de escolleras de aguas arriba y aguas abajo deben compactarse en espesores de 0,6 a 1,2 metros (2 a 4 pies) con compactadores vibratorios para proporcionar la sección más estable posible. El relleno debe ser cuidadosamente regado para facilitar la compactación. En este tipo de presa las operaciones de regado requieren que se realicen con gran cuidado para asegurar que no se obstruyan los filtros o se arrastre el material impermeable. El material del filtro debe compactarse con espesores de 30 cm (12 pulgadas) con equipos tipo oruga o rodillos vibratorios. La anchura de las zonas del filtro debe ser la suficiente para situar adecuadamente el equipo de colocación y compactación.

UDHCONECTA.COM

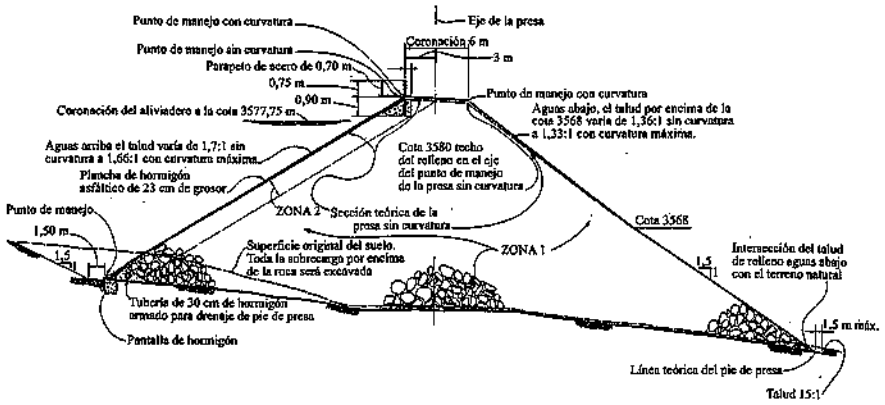


Figura 7-12.- Sección máxima de la presa Upper Blue River, Colorado. (Plano de Black y Veatch Ingenieros). 288-D-2880

7.8. *Diseño Sísmico.*

Para las áreas de actividad sísmica baja, las recomendaciones incluidas aquí deberían de ser adecuadas. La determinación de actividad del terremoto potencial dentro de una región dada puede obtenerse de un mapa de riesgo sísmico como el de la figura 6-44 o con la consulta a un sismólogo o ingeniero geólogo. Si el emplazamiento de la presa queda dentro de una zona de actividad sísmica alta, debe consultarse a un proyectista experimentado.

Muchos de los proyectistas de presas, tienen la opinión generalizada de que las zonas de aguas abajo, con grandes piedras obtenidas de cantera, compactadas en espesores pequeños proporcionan una estabilidad máxima contra el temblor sísmico y una resistencia máxima al flujo de grandes cantidades de agua a través de la sección si se agrieta. Por ello, se recomienda que donde la actividad sísmica sea probable, en presas de escollera con pantalla se utilicen escolleras gruesas compactadas en las zonas de aguas abajo. Las escolleras deben, preferentemente, estar bien graduadas, fragmentos de piedra angulosos de alta resistencia y durabilidad. Para tener espacio suficiente para unas zonas mayores aguas abajo, se recomienda que en donde exista posibilidades de terremoto, en todos los casos, se suavice la pendiente aguas abajo del dique de escollera en hasta un 1,7:1. La pendiente aguas arriba del dique también debe de suavizarse si se garantizan las medidas del proyecto conservadoras adicionales.

La cimentación de la presa debe ser, preferentemente, roca firme; sin embargo, pueden usarse cimentaciones permeables (bolos, cantos rodados, fragmentos de piedra, etc.) si su peso específico es similar al del material de la escollera y son aceptados por un proyectista de presas de escollera competente. También se recomiendan las pantallas en la cimentación del tipo trinchera. Además, puede ser deseable incluir una zona A de mayor espesor (fig. 7-10) bajo la pantalla, en lugar de requerir piedra de buena calidad para la zona B, y reducir el espesor de construcción un máximo de 0,9 m (3 pies) dentro de la zona C. Una precaución adicional sería usar una pantalla más gruesa en el talud de aguas arriba y, en el caso de una pantalla de hormigón, colocar armaduras en ambas caras. Hay que indicar que no existe ninguna regla exacta para el proyecto dentro de las regiones sísmicas, y que debe consultarse a un experto en este campo cuando existan condiciones sísmicas fuertes.

D. PROYECTO DE LA PANTALLA

7.9. *Núcleo Central Impermeable.*

En la figura 7-9 se muestra una sección típica de una presa de escollera con núcleo de tierras utilizando un núcleo impermeable central de tierras. No se recomiendan pantallas interiores de hormigón, asfalto, y acero debido a la imposibilidad de inspeccionarlos o repararlos. La escollera de la zona central del dique se ha discutido en las secciones 7.5, 7.6 y 7.7. El material de la roca de aguas arriba debe ser de tamaño y calidad suficiente para satisfacer los requisitos de la escollera comentados en la sección 6.22(c); sin embargo, la escollera de la base no necesita reunir estos requisitos.

Las presas de escollera con núcleo son económicas en los emplazamientos donde las condiciones sugieran el uso de escollera, pero se evite la utilización de una estructura de pantalla. Este puede ser el caso donde aguas arriba de los estribos existe roca alterada por la intemperie a grandes profundidades y por ello tienen unas condiciones desfavorables para una pantalla aguas arriba, o donde las grandes elevaciones en los estribos provoquen sobrecarga en las capas profundas e impidan una instalación barata de una pantalla en trinchera en la presa de escollera con pantalla.

El material impermeable usado en el núcleo debe ser similar al material usado para los núcleos de las presas de tierras, como se comentó en el capítulo 6. El material debe de colocarse con o cerca de la humedad óptima sobre capas de 23 cm (9 pulgadas) y debe de compactarse entre el 95 y el 100 por ciento del peso específico estándar de laboratorio[9] con rodillo de compactación. El índice de plasticidad del material debe de ser suficiente para permitir al núcleo deformarse sin romperse. En el apéndice G se dan especificaciones técnicas para este tipo.

Las zonas del filtro tienen que ser adecuadas para prevenir el sifonamiento de material impermeable durante el embalse lleno o en el caso de desembalse rápido y se recomienda que cumpla el criterio de filtro de la sección 6.10(i). Pueden necesitarse filtros múltiples si la diferencia de granulometría entre el núcleo y los materiales de la escollera son grandes. La figura 7-13 muestra la colocación de material de filtro fino y grueso para dique de 17 m (55 pies) del New Exchequer Saddle en California.

La cimentación y estribos contra los que descansa el núcleo deben de tratarse cuidadosamente para evitar el sifonamiento. Las juntas, fisuras, hendiduras, y zonas con cortes deben limpiarse hasta llegar al material firme y rellenarse con hormigón o lechada. Las superficies verticales, desplomes, y grandes protuberancias de la roca deben allanarse para lograr pendientes no superiores a 0,5:1, horizontal a vertical, por excavación o colocación de hormigón [10]. Puede ser necesaria una zanja de hormigón del tipo pantalla impermeable con los núcleos centrales de tierra cuando se necesite lechada y la zona superior de la roca esté fuertemente fracturada, deteriorada por la intemperie, blanda, etc.

Los requisitos de resguardo son los mismos que los de los diques de tierra indicados en la sección 6.21.

7.10. *Hormigón Armado.*

Se han colocado más pantallas de hormigón armado convencional sobre presas de escollera que de cualquier otro tipo de pantalla impermeable. En la mayoría de los casos, estos paramentos se han construido sobre los terraplenes de escollera correctamente

[9] La compactación estándar de laboratorio ha sido definida por el Bureau of Reclamation

UDHCONECTA.COM

compactados; la filtración ha estado dentro de los límites aceptables, y las reparaciones han sido pequeñas. El espesor de la losa y los requisitos de armado han sido normalmente determinados por experiencias o precedentes para satisfacer los criterios siguientes:

- Baja permeabilidad.
- Suficiente resistencia para soportar zonas de superficie hundidas.
- Alta resistencia a la intemperie.
- Suficiente flexibilidad para tolerar pequeños asientos del terraplén.

Las presas de escollera compactada han reducido considerablemente el asiento del terraplén, y el uso de la capa superficial bien compactada que actúa como una superficie de apoyo continua y firme para la superficie del hormigón ha reducido los requisitos de resistencia portante de la pantalla.

Para una presa pequeña con una cimentación estable, se recomienda una pantalla de hormigón armado de un espesor mínimo de 20 cm (8 pulgadas). El hormigón debe ser denso, durable, resistente a la intemperie, y tener baja permeabilidad (En el apartado F se incluyen las especificaciones del hormigón). Si se pudieran producir asientos o si existen otros factores como posibilidades de sismos, sería prudente aumentar el espesor de la pantalla. La cantidad de acero de la armadura debe reunir los requisitos generalmente aceptados del 0.5 por ciento del área de hormigón. debe de armarse en los dos sentidos, vertical y horizontalmente, y en una sola capa en el centro de la losa .

Debido a la pequeña altura del embalse y los mínimos asientos previsibles, normalmente no es necesario armar las juntas de expansión, horizontales o verticales, de las pantallas de hormigón de las presas bajas. Las juntas verticales pueden ser necesarias para compensar la expansión horizontal en los diques bajos de gran longitud y a menudo son utilizadas para facilitar la construcción del paramento. Deben de usarse juntas de estanqueidad de cloruro de polivinilo o de caucho para asegurar la impermeabilidad a lo largo de las juntas.

El tipo de pantalla de estanqueidad entre la superficie de hormigón y la cimentación depende de la calidad de la roca existente. Para roca sana, la losa de estanqueidad anclada mostrada en la figura 7-5 ha demostrado su eficacia y economía [11]; por el contrario en roca meteorizada, con muchas grietas, de calidad dudosa, debe usarse un muro de estanqueidad. Hay que usar juntas de estanqueidad entre la pantalla y el paramento.

Dado que los paramentos de hormigón proporcionan poca resistencia a la rotura de la ola, se necesita incrementar el resguardo para prevenir la elevación de la ola y las salpicaduras. Pueden usarse bordillos o muros de parapeto similares a los mostrados en la figura 7-10, para reducir la altura de terraplén necesaria por los requisitos del resguardo. Estos muros deben construirse con continuidad sobre la pantalla de hormigón y deben armarse apropiadamente. Los muros de bordillo funcionan bien. Cooke [11] informa que en algunos casos, muros de 3 m (10 pies) de alto han almacenado agua de hasta 2,4 m (8 pies) sin daños; aunque este procedimiento no se recomienda para los tipos de estructuras analizados aquí. Cuando se usan muros de bordillo contra la elevación de la ola y protección de las salpicaduras, los requisitos de resguardo del terraplén pueden ser menores de los de un dique de tierra (sec. 6.21). La coronación del terraplén de escollera tiene que proyectarse por encima de la superficie máxima del agua. La altura de los muros de coronación puede determinarse por otros anteriores o por la experiencia del diseñador. El vertedero debe diseñarse de forma que su capacidad aumente rápidamente cuando la superficie del embalse empieza a alcanzar el muro de coronación.

Generalmente, el hormigón se coloca por el mismo procedimiento de encofrado deslizante utilizado en la construcción de viales, pero en algunos casos se ha usado eficazmente el hormigón proyectado.



Figura 7-13.- Colocación de material de filtro fino y grueso. Para el Dique New Exchequer Saddle de 16,8 m de altura, California. (Fotografía de Ingeniería Tudor y Co.). 288-D-2881.

La figura 7-14 muestra la colocación de hormigón utilizando encofrado deslizante en el talud aguas arriba de la presa New Exchequer en California, y la figura 7-15 el proyectado en la presa de Taum Sauk cerca de St Louis, Missouri. La colocación de la pantalla de hormigón no debe de comenzar hasta que el terraplén se haya colocado completamente; esto permite los asientos máximos de construcción y reduce la posibilidad de rotura y filtración excesiva. Si es necesario que se coloque la pantalla al mismo tiempo que se construye para terminar el trabajo en plazo, debe consultarse a un proyectista de presas experimentado. Puede necesitarse una cantidad extra de hormigón frente a la calculada debido a los agujeros en el paramento, esto tiene que tenerse en cuenta a la hora de estimar las cantidades.

7.11. Aglomerado Asfáltico.

El segundo paramento más común en los diques de escollera es el hormigón asfáltico. El hormigón asfáltico proporciona mayor flexibilidad y puede tolerar asientos mayores que los paramentos de hormigón armado. Ofrece una alternativa barata al hormigón y se ha demostrado fiable cuando se construye correctamente. La pendiente aguas arriba recomendada para los diques de escollera con lámina de hormigón asfáltico es 1,7:1 o más tendida, como se muestra en la figura 7-10. El material de la zona A debe de ser de un material bien graduado, con capas de escollera para eliminar la subpresión en el caso del desembalse rápido. También debe de proporcionar la resistencia suficiente para limitar las velocidades del agua y prevenir el

UDHCONECTA.COM

sifonamiento si se produce una rotura en la pantalla. La granulometría del material de la zona A debe de ser menor que el material de la zona B. Debe de mantenerse bajo el asfalto una capa de espesor mínimo de 15 cm (6 pulgadas) como capa de nivelación, y superficie de base lisa para la colocación del asfalto. La capa de nivelación debe de consistir en material bien graduado de un tamaño máximo de aproximadamente 2,5 a 5 cm (1 a 2 pulgadas) en el que del 5 a 7 por ciento pasa por el tamiz Nº. 200. La capa de base debe de compactarse bien con un rodillo vibratorio. La figura 7-16 muestra la sección completa de escollera de la presa Upper Blue River antes de la colocación de la pantalla asfáltica.

Debe aplicarse una capa de penetración a la superficie de apoyo antes de la colocación de pantalla de asfalto para ligarla y estabilizarla. El peso de la máquina de asfaltado puede acanalar la superficie de apoyo, y puede necesitarse la colocación de una mano de asfalto en las superficies acanaladas.

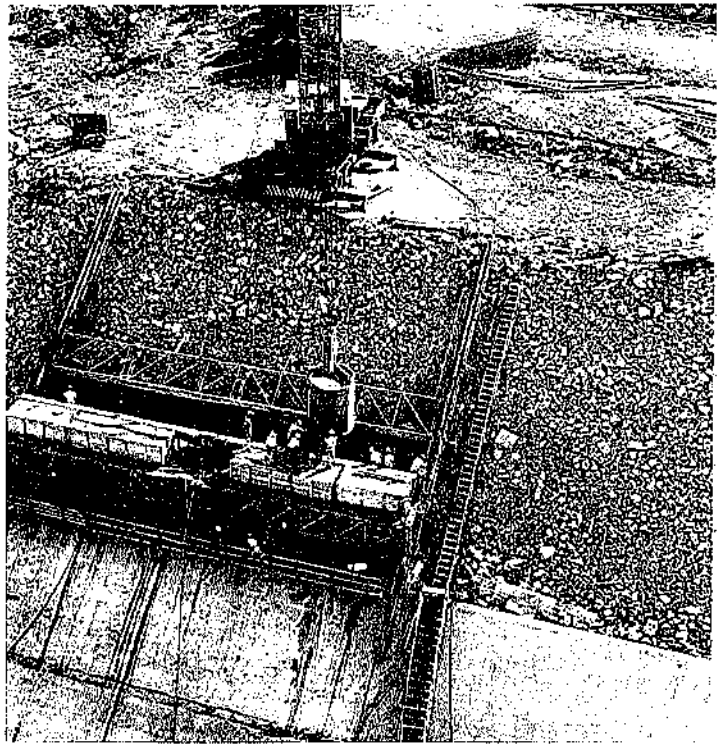


Figura 7-14.- Colocación de hormigón utilizando encofrado deslizante. En el talud de aguas arriba de la presa New Exchequer, California. (Fotografía de Ingeniería Tudor y Co.). 288-D-2882.

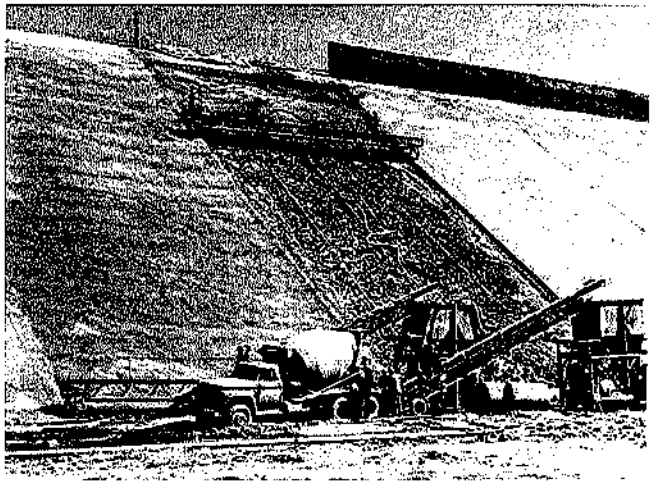


Figura 7-15.- Colocación de hormigón proyectado en el talud de aguas arriba de la presa Taum Sauk, Missouri. (Fotografía de Union Electric Co.). 288-D-2883.

El espesor de pantalla de asfalto-hormigón recomendado está entre 10 y 30 cm (4 y 12 pulgadas), dependiendo de la carga hidráulica. Debe de aplicarse por una extendedora normal de carreteras en una a tres capas, aproximadamente iguales, dependiendo del espesor total [19]. La figura 7-17 muestra la colocación de una capa de hormigón asfáltico en la presa Montgomery en Colorado. Es conveniente una capa de sellado como superficie de acabado de la pantalla. La capa de sellado impermeabiliza el paramento y proporciona una mayor durabilidad. Cada capa se pone en franjas de 3 a 3,6 m (10 a 12 pies) de ancho y se construye en ángulos perpendiculares al eje del dique. El pavimento se pone en el talud de una sola pasada, y la máquina vuelve al fondo y es recargada para cada franja. Si no se dispone de suficiente material asfáltico para cada franja, la recarga debe de realizarse en la cara aguas arriba; una única máquina extendedora debe de ser capaz de colocar entre 25 y 35 toneladas de hormigón asfáltico por hora. Poco después de la colocación deben de realizarse las operaciones de compactación. Para la compactación, pueden usarse rodillos de rueda lisa, o el tipo del tándem vibratorio o normal.

Las capas tienen que compactarse a un mínimo del 97 por ciento de densidad estándar de laboratorio. El control de la construcción puede efectuarse tomando muestras aleatorias de la superficie del asfalto, midiendo el contenido de asfalto, el peso específico, la estabilidad, y llevando a cabo ensayos de permeabilidad.

Es importante que se coloquen juntas estancas efectivas entre bandas adyacentes del paramento, para la impermeabilidad de la pantalla. El número de juntas transversales en una franja debe de ser el mínimo posible y si es posible, deben de ser juntas calientes. Las juntas frías, entre franjas paralelas o transversales en una sola franja, deben de tratarse como sigue:

1. Aplicar riego superficial de emulsión asfáltica, del mismo tipo usado en la mezcla.
2. Colocar el hormigón asfáltico, solapando la junta 7,5 a 15 cm (3 a 6 pulgadas).

UDHCONECTA.COM

3 Recalentar la junta con un calentador infrarrojo, evitando que arda.

4. Compactar con rodillo la junta, inmediatamente después de recalentarla.

Cuando una franja se pone encima de otra, las juntas paralelas en la parte superior de la franja deben de desplazarse de 0,90 a 1,20 m (3 a 4 pies) de la parte inferior.

La pantalla de cimentación usada con paramentos de asfalto, debe permitir una colocación fácil del asfalto en el borde del mismo con el contacto de la cimentación. Se recomienda una pantalla de cimentación similar a la mostrada en la figura 7-3. La pantalla utilizada en la Presa de Montgomery se muestra en la figura 7-18; se utilizó un desagüe de 30,5 cm (12-pulgadas) de diámetro para reducir la subpresión durante el desembalse. La pantalla utilizada en la Presa del Upper Blue Rever se ve en el borde izquierdo de figura 7-16.

La pantalla asfáltica río arriba debe de construirse para que sea:

- Durable.
- Flexible.
- Impermeable.
- No deslice.
- Resista a la intemperie.

Si es posible, se debe de utilizar en la pantalla de hormigón asfáltico el material que se encuentre dentro de una distancia transportable de forma económica. Se ha usado materiales y granulometrías diferentes, que van desde arena fina [20] a grava graduada [17] para construir las pantallas de aguas arriba. No deben permitirse finos de arcilla en las mezclas porque la arcilla tiende a formar bolas durante el proceso de secado y aplastarse cuando se compacta, y por lo tanto deja material seco expuesto al agua del embalse.

La granulometría y los límites del material utilizado para el hormigón asfáltico de la lámina de la Pesa de Montgomery se muestran en tabla 7 -1.

Tabla 7-1.- Granulometría de los áridos del hormigón asfáltico. Especificaciones de los áridos utilizados para el hormigón asfáltico de la lámina de la Presa de Montgomery.

Designación tamiz apertura rectangular (U.S. tamiz estándar)	Porcentaje que pasa (en peso)	
	Especificación	Valor medio[1]
1 ½ Pulgadas	100	100
3/4 Pulgadas	80-95	86,4
1/2 Pulgadas	71-89	76,5
No. 4	55-75	58,7
No. 10	40-60	46,5
No. 40	22-36	30,0
No. 80	14-26	19,2
No. 200	7-15	12,8

[1]Granulometría media del material utilizado en la construcción

Deben de realizarse ensayos usando varias granulometrías, esfuerzos de compresión, porcentaje de cemento asfáltico, y porcentaje de cal para determinar la mezcla que tiene el peso unitario máximo y satisface mejor el criterio anterior. En ciertos casos, se ha comprobado que con el 1 al 3 por ciento de cal, se reduce la expansión bajo el agua del hormigón asfáltico, aumentando con ello su expectativa de vida.

Los ensayos que pueden realizarse para evaluar los materiales y las diferentes mezclas son:

1. Análisis granulométrico y ensayo de peso específico.
2. Ensayo de compresión-inmersión.
3. Ensayo de compresión no confinada.
4. Ensayo de carga sostenida.
5. Ensayo de permeabilidad.
6. Ensayo de la acción de la ola.

Los ensayos del 1 al 5 son similares a los descritos en las Normas de ASTM, parte II. El ensayo 6, sobre el efecto de la acción de la ola, se describe en [20, 21, 22]; este ensayo se desarrolló por el Bureau of Reclamatión para simular los efectos de la ola en los paramentos de hormigón asfáltico y ha demostrado ser útil ayudando a seleccionar las proporciones correctas de la mezcla.

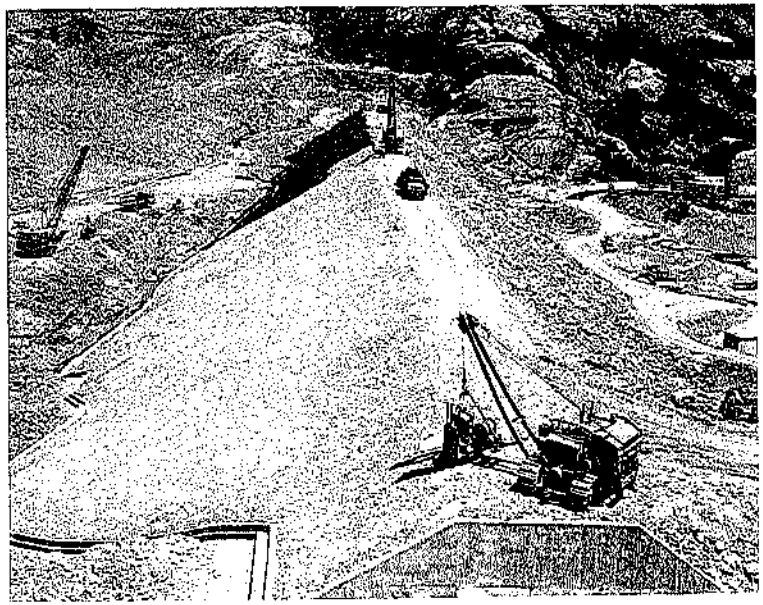


Figura 7-16.- Sección completa de escollera del dique de la presa Upper Blue River antes de la colocación de la pantalla. (Fotografía del Dept. of Public Utilities, Colorado Springs, Colorado). 283-D-2884.

Los ensayos especiales que pueden realizarse son:

1. Ensayo de vertido sobre el talud
2. Ensayo del coeficiente de expansión.
3. Ensayo de resistencia a flexión.
4. Ensayo de hielo en el embalse.

Todos los ensayos anteriores, estándar y especial, fueron realizados por el Bureau of Reclamatión para determinar el tipo apropiado de cemento asfáltico y el porcentaje correcto a utilizar en la presa Montgomery [21]. Estos ensayos tenían en el proyecto una mezcla con el 8,5 por ciento de cemento asfáltico. Las características técnicas para el cemento asfáltico utilizado en la presa de Montgomery se reproducen abajo:

"Todos los asfaltos para su uso en el hormigón asfáltico deben tener unas características uniformes, no formar espuma cuando se calienten a 350 °F (177 °C), y deben cumplir las especificaciones y requisitos siguientes:.

(a) Penetración (ensayada según ASTM D 5).

(1) A 25°C (77 °F), 100 gr., 5 seg ... 50-60

(2) A 0°C (32 °F), 200 gr, 60 seg ...min. 12

(b) Ductilidad a 25°C (77 °F), 5 cm/min min.140cm (ensayado según ASTM D 113).

(c) Punto ignición (lanza abierta Cleveland) min. 232°C (450°F) (ensayado con ASTM D 92).

(d) Solubilidad en tetracloruro de carbono..... min 99.5% (ensayado según ASTM D 165).

(e) Punto de ablandamiento (método del anillo y bola).... min. 52 °C 125°F (ensayado con ASTM D 36).

UDHCONECTA.COM

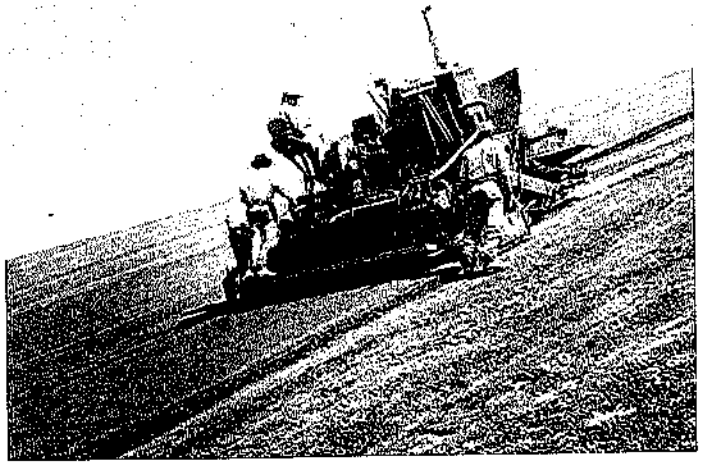


Figura 7-17.- Colocación de hormigón asfáltico en el talud de la presa de Montgomery, Colorado. CH-520-81.

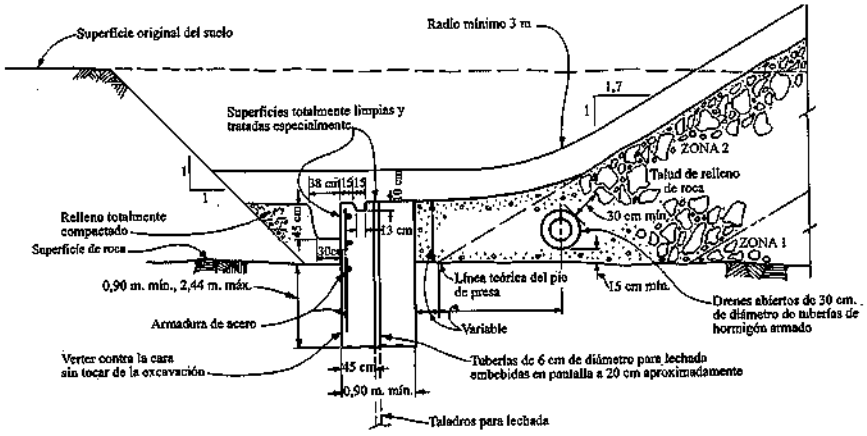


Figura 7-18.- Pantalla utilizada en la presa de Montgomery, Colorado. 288-D-2802.

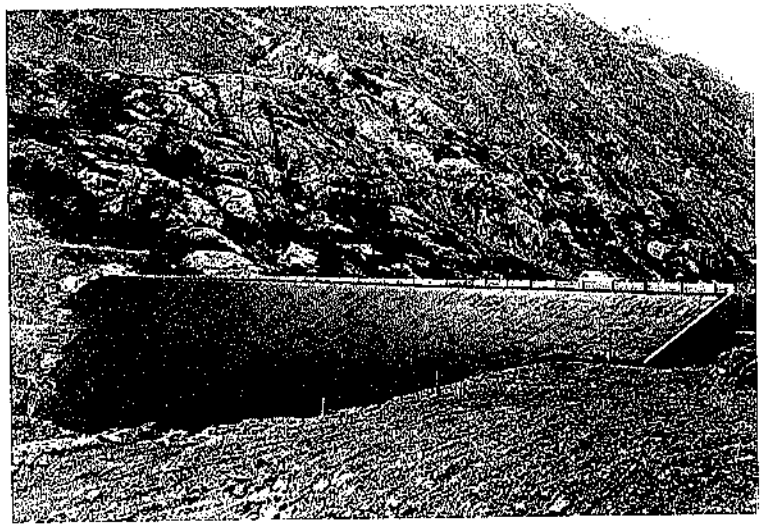


Figura 7-19.- Superficie finalizada en aglomerado asfáltico de la presa Upper Blue River, Colorado. (Fotografía del Dept. of Public Utilities, Colorado Springs, Colorado). 288-D-2885.

(f) Prueba de mancha (según párrafo 3 de AASHTO especificaciones T 102) .....negativo.

(g) Los resultados de los ensayos hechos en residuos después de la extensión en capa fina por calentamiento, según el ensayo de la prueba No. Calif. 337-A, de 3 de enero de 1956, de la División de Carreteras, del Departmemt of Public Works, Estate of California, deben de cumplir lo siguiente al compararlo con los ensayos hechos con material idéntico antes de ese calentamiento. Se puede considerar que dicho método es una parte de éste, con tal de que en lugar de las Especificaciones de AASHTO pertinentes, allí se deberán usar las Especificaciones de la ASTM referidas a este apartado más el ASTM D 6 y E 11. El contratista deberá indicar al fabricante del asfalto que proporcione al ingeniero, cuando se lo requiera, los datos o gráficos que muestren la relación entre la temperatura y la viscosidad del asfalto usado en la obra."

Los resultados de los ensayos especificados anteriormente se muestran en tabla 7-2.

Para obtener paramentos durables, se necesita un volumen muy bajo de aire debido a una mezcla y una compactación adecuadas; sin embargo, una proporción más baja de aire no puede obtenerse simplemente agregando más asfalto. Normalmente se obtienen proporciones del 1 por ciento de huecos, y la máxima proporción de aire permitida en la fabricación de un pavimento de asfalto debe ser del 5 por ciento.

La experiencia ha demostrado que los áridos con granulometría densa con muchos finos (menores del N°. 200), correctamente mezclados con un betún de 50 a 60 de penetración, con una mezcla caliente a aproximadamente 149°C (300 °F) produce un aglomerado asfáltico fácilmente trabajable, y relativamente fácil de compactar.

UDHCONECTA.COM

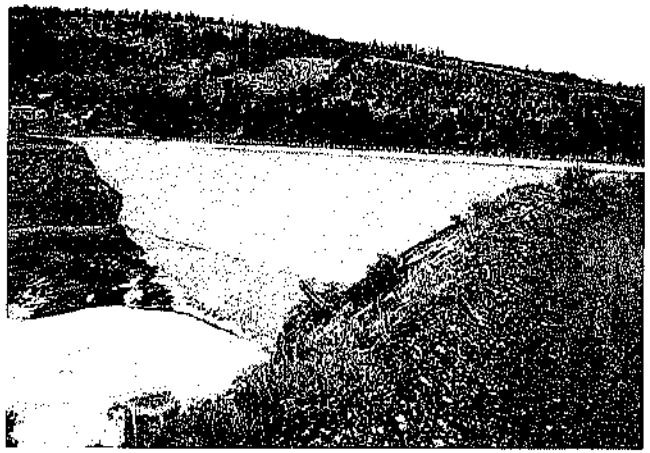


Figura 7-20.- Pantalla de acero en el talud de aguas arriba de la presa de El Vado, New Mexico. La pantalla está en excelentes condiciones después de 25 años de servicio. 288-D-2886.

Es de esperar que capas más gruesas de aglomerado asfáltico fabricadas con una mezcla rica de 50 a 60 de betún, ligeramente más duro comparado con un betún 85 a 100 ó 100 a 150 de penetración, aumenten la estanquidad, estabilidad, y durabilidad. En la figura 7-19 se muestra terminada la superficie de aglomerado asfáltico de la presa Upper Blue River.

Deben de usarse parapetos en la coronación con paramentos de asfalto, en lugar de aumentar la altura de la presa, para controlar la elevación y las salpicaduras de la ola. Se ha utilizado metal corrugado galvanizado en varias presas pequeñas [17, 21] y parece que se están comportando bien; la figura 7-19 muestra el paramento de la presa Upper Blue River. Cuando se usan parapetos en la coronación para proteger contra la elevación y las salpicaduras de la ola, pueden reducirse las alturas del resguardo del terraplén necesarias para las presas de tierra (sec. 6.21); sin embargo, la coronación del terraplén debe de ser superior a la de la superficie máxima del agua. Las alturas del parapeto se pueden determinar por diseños o experiencias anteriores.

Para mayor información sobre los paramentos de asfalto, el lector puede consultar las referencias al final de este capítulo. Las especificaciones de los materiales utilizados en la fabricación del hormigón asfáltico están sujetas a cambios, y debe consultarse la literatura.

Tabla 7-2.- Resultados de los ensayos de hormigón asfáltico. Presa Montgomery y Dique Cawker City.

Ensayo	Porcentaje de resultados antes de calentar	
	Presa Montgomery	Dique Cawker City[1]
Penetración a 25°C (77°F), retenido, mínimo	65	55
Penetración a 0°C (32 °F),, retenido, mínimo	70	45
Ductilidad a 25°C (77°F), retenido, mínimo	80	30
Aumento del punto de reblandecimiento, mínimo	10	15
Perdida de peso, mínimo	0,3	0,3

[1]El porcentaje para el Dique Cawker City ha sido añadido para compararlo con los utilizados para la Presa Montgomery.

7.12. Acero.

Las pantallas de acero se han utilizado en relativamente pocas presas a lo largo del mundo, pero su comportamiento es satisfactorio en estos pocos diques, lo que claramente indica que los proyectistas deben de considerar si son viables económicamente. Pocos criterios de proyecto de los precedentes son aplicables, debe de consultarse la literatura disponible para una revisión completa de las prácticas utilizadas [18, 23, 24, 25].

La figura 7-20 muestra la cara aguas arriba de la presa del Bureau of Reclamation El Vado dónde una placa de acero está en excelente condición después de 45 años de servicio.

Las pantallas de acero de las presas pueden construirse rápidamente y son capaces de tolerar mayores movimientos del terraplén que las pantallas de hormigón o de asfalto. La desventaja más importante de las pantallas de acero es la posibilidad de corrosión que reduce su vida económica, aunque esto puede controlarse eficazmente con una protección catódica en ambas caras de la pantalla. La experiencia con las pocas presas con pantalla de acero existentes, indica que la probabilidad de fallo por corrosión es remota y que puede asumirse que el paramento es permanente a efectos prácticos, si se proporciona el mantenimiento apropiado.

Generalmente se han construido presas con pantalla de acero con taludes aguas arriba de 1,3:1 a 1,7:1. En las presas de escollera, la pendiente aguas arriba y de aguas abajo no tienen que ser más tendidas que el talud natural del material que generalmente es de 1,3:1 a 1,4:1. Los taludes más pendientes llevan a costes más reducidos, pero aumentan ligeramente las dificultades de construcción de la pantalla.

La parte del terraplén en la que se apoya la pantalla de acero (zona A en la figura 7-10) debe de, en general, construirse con material bien graduado, arena gruesa permeable para proporcionar una superficie uniforme de apoyo a la pantalla de acero. Las barras del anclaje deben de extenderse desde al paramento de la pantalla al interior del terraplén para prevenir la subpresión o el desprendimiento de la pantalla, debido al asiento del terraplén o a la acción del oleaje. Se han usado dos métodos de anclaje en la superficie de la pantalla al terraplén. El primer método requiere que la pantalla de acero se construya sobre un andamiaje enrejado que se eleva un metro fuera de la cara del dique; entonces, se coloca el material de apoyo entre el paramento y el terraplén, después de que la construcción de la pantalla se haya completado o al mismo tiempo de la construcción de la parte superior del paramento. El segundo método requiere que se excaven los agujeros de las barras de anclaje en la superficie ya finalizada del apoyo de la pantalla, y se anclen las barras rellenándolos con hormigón. El primer método proporciona un mejor anclaje, pero el segundo método es más económico.

Las pantallas de acero deben de tener un espesor de 6,4 a 9,5 mm (1/4 a 3/8 pulgada), dependiendo de la magnitud prevista de los movimientos de la presa. Todas las juntas y uniones deben de tener una soldadura de cordón continua, y las tuercas usadas en alineación o los tornillos de anclaje deben de soldarse a la pantalla en todos los lados para prevenir la filtración. Los tamaños de las placas han variado considerablemente; las placas grandes son más difíciles de manejar y parecen tener pocas ventajas sobre las placas más pequeñas.

La pantalla de la cimentación utilizada debe ser del tipo de zanja de corte como la indicada en figura 7-4. Debe de diseñarse para resistir la tensión causada por los asientos y las tensiones producidas por cualquier movimiento diferencial de la pantalla junto a la zanja. Se deben de utilizar bordillos para evitar el chapoteo. Los requisitos de resguardo son similares a los de las pantallas de hormigón en presas de escollera (sección. 7.10).

Las juntas de expansión normalmente son en V formadas por franjas de metal colocadas perpendiculares al eje del dique; extendiéndose

UDHCONECTA.COM

desde la coronación hasta la pantalla de la cimentación; las franjas en V pueden tener su parte elevada colocada delante o detrás de la superficie de acero. Los detalles de los proyectos utilizados para la presa de El Vado en Nuevo México, el dique Río Lagartijo en Venezuela, y la presa Sirinumu en Nueva Guinea se muestran en las figuras 7-21, 7-22, y 7-23, respectivamente.

7.13. Pantallas de Madera.

Se ha utilizado madera como pantalla temporal, pero no se recomienda para su uso general, aunque es a menudo el tipo más barato de pantalla. Las objeciones principales a este tipo de construcción están en el peligro de destrucción por el fuego en aguas bajas, y la vida relativamente corta de la construcción de madera cuando es expuesta alternadamente a fases de mojado y secado.

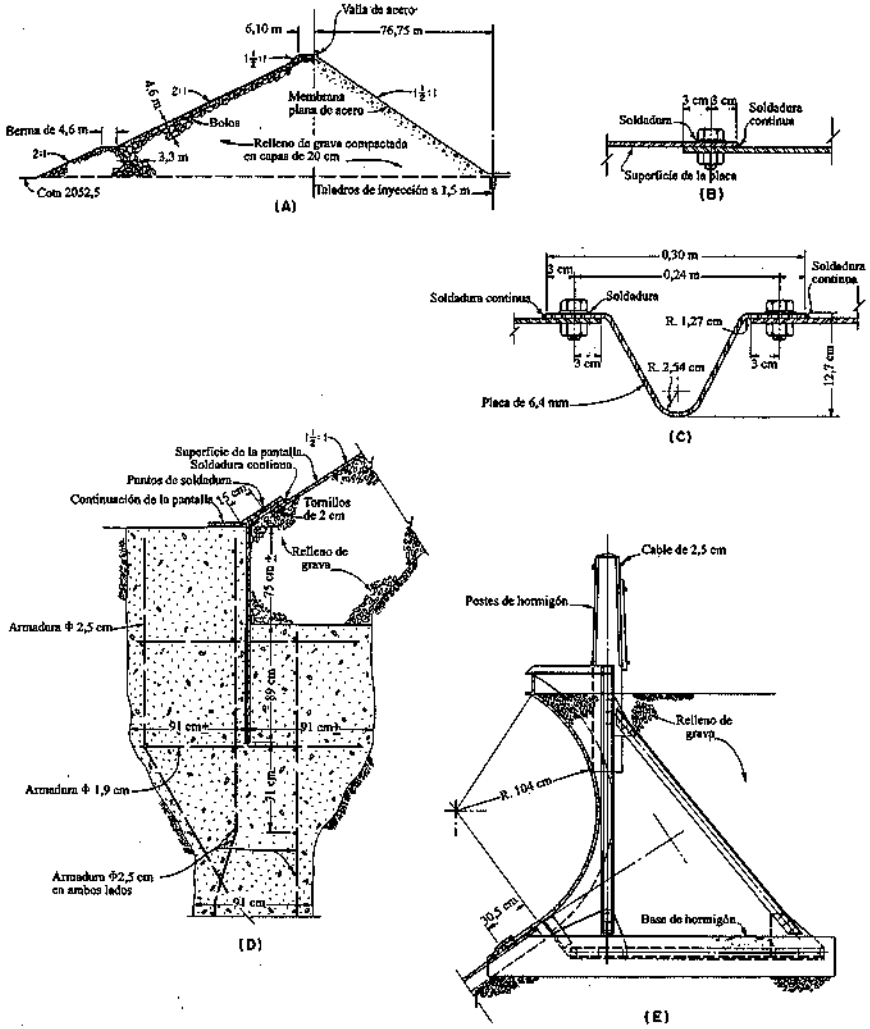


Figura 7-21.- Detalles de la pantalla de acero utilizada en la presa de El Vado, New Mexico. 288-D-2703.

UDHCONECTA.COM

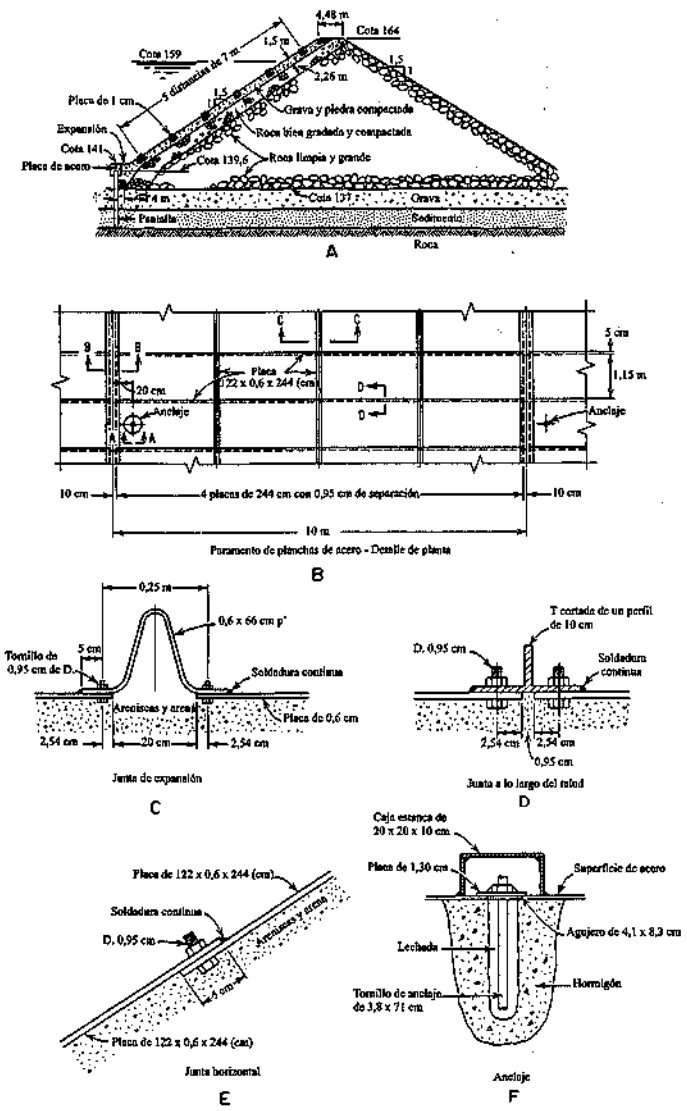


Figura 7-22.- Detalles de la pantalla de acero utilizada en el dique Río Lagartijo, Venezuela. Según [24]. 288-D-2804.

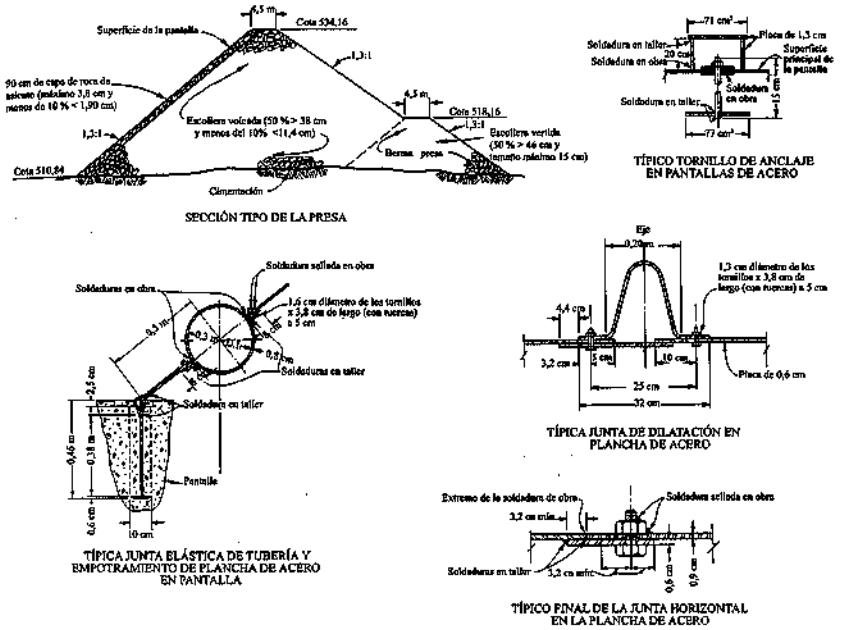


Figura 7-23.- Detalles de la pantalla de acero utilizada en la presa de Sirinumu, New Guinea. Según [25]. 288-D-2805.

E. BIBLIOGRAFÍA

7.14. Bibliografía

[1] Galloway, J.D., "The Design of Rockfill Dams," Transactions, ASCE, No. 104, pt. 2, p. 1, 1939.

[2] "Symposium on Rockfill Dams," Transactions, ASCE, vol. 125, pt. 2, 1960.

[3] Cooke, Barry J., "Progress in Rockfill Dams," Journal of Geotechnical Engineers, ASCE, vol. 110, No. 10, pp. 1,383-1,414, October 1984.

[4] Fenton, J. D., "Hydraulic and Stability Analysis of Rockfill Dams," Department of Civil Engineering, University of Melbourne, July 1968.

[5] Marsal, R. J., "Large Scale Testing of Rockfill Materials," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 93, No. SM2, March 1967.

[6] Perkin, A. K., D. H. Trollope, and J. D. Lawson, "Rockfill Structures Subject to Water Flow," paper No. 4973, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, November 1966.

[7] Shand, N., and P. J. N. Pells, "Experience in the Design and Construction of Reinforced Rockfill Dams," Tenth International Congress on Large Dams, Montreal, pp. 270-317, 1970.

[8] Pinkerton, I. L., and R. J. Paton, "Design and Construction of Geehi Dam," Journal of the Inst. of Civil Engineers, Autstralia, March 1968.

UDHCONECTA.COM

[9] Mitchell, W. R., J. Fidler, and M. D. Fitzpatrick, "Rowallan and Parangana Rockfill Dams," Journal of the Inst. of Civil Engineers, Australia, October-November 1968.

[10] Bureau of Reclamation, Design Standard No. 13, Chapter 3, "Foundation Surface Treatment."

[11] Steele, I. C., and J. B. Cooke, "Concrete-Face Rock-Fill Dams," Handbook of Applied Hydraulics, C. V. Davis and K. E. Sorensen editors, 3rd ed., McGraw-Hill, New York, NY, 1969.

[12] Crisp, R. L., "Design, Construction, and Instrumentation of Carters Rockfill Dam," Paper presented at USCOLD-CNC/ICOLD meeting, Vancouver, B.C., October 1966.

[13] Leps, T. M., "Review of Shearing Strength of Rockfill," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM4, pp. 1,159-1,170, 1970.

[14] Marachi, N. Dean, Clarence Chan, and H. Bolton Seed, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, January 1972.

[15] Sowers, G. F., R. C. Williams, and J. S. Wallace, "Compressibility of Broken Rock and the Settlement of Rockfills," Proceedings, Sixth Int. Conf. Soil Mechanics and Foundations, vol. 2, Montreal, 1965.

[16] Scheidenhelm, F. W., J. B. Snethlage, and A. N. Vanderlip, "Montgomery Dam-Rock Fill with Asphaltic Concrete Deck," Transactions, ASCE, vol. 125, pt. 2, 1960.

[17] Proudfit, D. P., "Asphaltic Concrete Facing for a Rock- Fill Dam," Civil Engineering, March 1968.

[18] Sherard, J. L., R. J. Woodard, S. F. Gizienski, and W. A. Clevenger, "Earth and Earth-Rock Dams," John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1963.

[19] Bunn, R. A. , "Asphaltic Concrete Membranes in Embankment Dams," Water Power and Dam Construction, January 1983.

[20] "Mix Design Investigations of Asphaltic Concrete for Dam Facing-Glen Elder Dam," Bureau of Reclamation, Chemical Engineering Laboratory Report No. ChE-42, February 18, 1965.

[21] "Laboratory Investigation of Asphaltic Concrete, Montogomery Dam, Colorado, " Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, 1958.

[22] "Mix Design Investigation of Asphaltic Concrete for Facing Downs Protective Dike," Bureau of Reclamation, Chemical Engineering Laboratory Report No. ChE-66, December 29, 1966.

[23] Hovey, O. E., "Steel Dams," American Institute of Steel Construction, p. 79, New York, NY, 1935.

[24] Sherard, J. L., "A Steel Faced Rockfill Dam," Civil Engineering, vol. 29, No. 10, pp. 698-701, October 1959.

[25] Fraser, J. B., "A Steel-Faced Rockfill Dam for Papua," Civil Engineering Transactions, Institution of Engineers, vol. CE4, No. 1, pp. 35-48, Australia, March 1962.

Asbeck, Baron W. F. van, "Bitumen in Hydraulic Engineering," vol. 11, Elsevier, London, 1964.

Bertram, G. E., "Rockfill Compaction by Vibratory Rollers," Proceedings, 2d Pan-American Conference on Soil Mechanics, Brazil, 1963.

Davis, R. E., "Tests on Models of Sariyar Rockfill Dam," Report to International Engineering Co., Berkeley, CA, July 1949.

Ellsperman, L. M., and F. C. Walker, "Factors Affecting the Use of Asphaltic Diaphragms in Earth and Rockfill Dams in the Western United States," Seventh International Congress on Large Dams, Rome, Italy, 1961.

Elsden, O., H. G. Keefe, and A. W. Bishop, "Embankment Dams," Hydroelectric Engineering Practice, 2d ed., ch. IX, vol. 1, Glasgow, 1964.

Fumagelli, Emanuele, "Tests on Cohesionless Materials for Rockfill Dams," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 95, No. SMI, pp. 313-330, January 1969.

Giudici, Sergio, "Rockfill Structures Subject to Water Flow," Discussion of Proceedings, paper No. 4973, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 93, No. SM3, pp. 329-337, September 1967.

Kjoernsli, B., and I. Torblaa, "Asphalt on Earth and Rockfill Dams," Publication No. 48, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, 1966.

Mann, J.N., "Aspects of Rockfill Selection, Placement and Sluicing in the Construction of Moondarra Dam," Journal of the Inst. of Engineers, Australia, April-May 1963.

Oliver, H., "Through and Overflow Rockfill Dams-New Design Techniques," Proceedings, Inst. Civil Engineers, paper No. 7012, 1967.

Robeson, F. A., and R. L. Crisp, "Rockfill Design-Carters Dam," Proceedings, Journal of the Construction ASCE, vol. 92, No. CO3, September 1966.

Reid, H. I., "Steel Plates with Welded Joints Seal Rockfill Dam," Engineering News-Record, vol. 108, p. 761.

Rowe, P. W., "The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact," Proceedings, Royal Society, series A, vol. 269, No. 1339, October 9, 1962.

Terzaghi, K., and R. B. Peck, "Soil Mechanics in Engineering Practice," 2d ed., art. 62, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1967.

Seger, C. P., "Steel Used Extensively in Building El Vado Dam," Engineering News-Record, vol. 115, p. 211.

Wesley, L. D., "Settlement of Embankment Materials in Earth and Rockfill Dams," New Zealand Engineering, pp. 179-187, May 15, 1967.

Wilkins, J. K., "Rockfill Structures Subject to Water Flow," Discussion of Proceedings, paper No. 4973, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 93, No. SM 3, p. 177, May 1967.

Wilkins, J. K., "Decked Rockfill Dams," Journal Inst. of Engineers, Australia, April 1968.

"Abrasive Rock, Asphalt Facing for Water Supply Dam," Engineering News-Record, p. 44, November 15, 1956.

"Asphalt on Earth and Rock-Fill Dams," Norwegian Geotechnical Institute, Publication No. 48, Oslo, 1962.

"Asphalt Deck is Dams Watertight Layer," Engineering News-Record, p. 36, December 5, 1957.

"Question 27 - Sealing of Earth and Rockfill Dams with Bitumen or Other Materials," Seventh International Congress on Large Dams, vol. IV, Rome, Italy, 1961.

"Question 31 - High Rockfill Dams," Eighth International Congress on Large Dams, vol. III, 1964.

UDHCONECTA.COM

Capítulo 8.
Presas de Gravedad de Hormigón

A. INTRODUCCIÓN

8.1. Origen y Desarrollo.

Una presa de gravedad de hormigón se diseña para que su propio peso proporcione una resistencia mayor que las fuerzas ejercidas sobre ella. Si el cimiento es adecuado y la presa se diseña y se construye correctamente, la presa de hormigón será una estructura duradera que requiere un mantenimiento pequeño.

Desde varios miles de años A.C. se han construido presas de gravedad de fábrica no cementada. Se han encontrado evidencias en emplazamientos arqueológicos que indican presas de anchuras en la base hasta cuatro veces la altura. Con el paso de los siglos, se han usado varios tipos de mortero para unir la fábrica, con ello crece la estabilidad y la estanquidad y permite que se utilicen paramentos mas inclinados. En las presas de fábrica ciclópea se utilizó hormigón y mortero de cemento, las cuales fueron las precursoras de las presas modernas de gravedad de hormigón.

Como una alternativa al método convencional de poner el hormigón en masa por bloques, el RCC (hormigón compactado) está siendo un método rápidamente aceptado en la construcción de presas de gravedad de hormigón. Una presa de RCC se construye de la misma manera que una presa de tierras. El hormigón seco, se vierte, se extiende, y se compacta con los rodillos vibratorios en capas continuas entre los estribos de 0,30 a 0,60 metros de espesor. Dado que el método de construcción de RCC es más rápido y requiere menos mano de obra, es mas eficiente desde el punto de vista económico, que el hormigón en masa. Algunas de las preocupaciones unidas al método de construcción de RCC son las tensiones y permeabilidad a lo largo de las superficies de construcción, los requisitos de enfriamiento, y la incorporación de juntas de contracción transversales. Dado que la experiencia con RCC todavía es limitada se prevén mejoras y cambios. La presa Upper Stillwater, actualmente (1986) en obras, es la primera presa de RCC del Bureau of Reclamation.

8.2. Alcance del Análisis.

En general, los comentarios de este capítulo son aplicables para presas de gravedad de cualquier altura. Sin embargo, para presas más altas de 15 metros (50 pies), al lector se le referencia a otra publicación del Bureau of Reclamation [1][10] para los detalles y consideraciones adicionales. Esta publicación [1] también es interesante para el proyectista de pequeñas presas y le debe servir de referencia junto con la discusión contenida dentro de este texto.

Este capítulo comenta las propiedades del hormigón, las fuerzas que actúan en una presa de gravedad de hormigón, consideraciones sobre la cimentación, los requisitos para la estabilidad, análisis de tensión y de estabilidad. Las consideraciones adicionales que se presentan en las estructuras de hormigón sobre cimiento permeable (como tierras), y se describen brevemente prácticas actuales de detalles de proyecto. También se incluye una discusión breve sobre los métodos de cálculo con ordenador del Bureau of Reclamation.

[10] Los números en corchete hacen referencia a la numeración de la bibliografía (sec. 8.26)

UDHCONECTA.COM

B. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN

8.3. Resistencia.

Una presa de gravedad construida con hormigón cumplirá los criterios de proyecto respecto a las tensiones, durabilidad, permeabilidad, y otras propiedades necesarias. Las propiedades de hormigón varían con la edad, el tipo de cemento, áridos, y otros aditivos, y sus proporciones en la mezcla. Dado que diferentes hormigones adquieren resistencia con diferente ritmo, deben hacerse ensayos de laboratorio con muestras de suficiente edad para permitir valorar las resistencias finales.

Normalmente, el hormigón para las presas de gravedad se diseña para soportar sólo fuerza de compresión. Sin embargo, la compresión no es la tensión crítica. Generalmente, se considera una relación 10:1 de la fuerza de compresión para evaluar en el diseño la tensión cortante y la tracción. Por consiguiente, el cortante y la fuerza de tracción del hormigón son los parámetros más importantes del proyecto, y deben hacerse los ensayos de laboratorio para determinar estos valores, sobre todo en las superficies de deslizamiento.

8.4. Propiedades Elásticas.

Las propiedades elásticas son útiles para analizar deformaciones relacionadas con el movimiento diferencial de bloques, análisis tridimensionales, y otros aspectos relacionados con las deformaciones. El módulo de elasticidad, aunque no es directamente proporcional a la tensión, aumenta con la misma. Como con las propiedades de resistencia, el módulo de elasticidad depende de las proporciones de la mezcla, cemento, áridos, mezclas, y edad. La deformación que ocurre inmediatamente con la aplicación de una carga, como durante un terremoto, depende del módulo dinámico de elasticidad. El aumento en la deformación causado por una carga constante aplicada durante un período de tiempo tiene como resultado la fluencia o flujo plástico del hormigón. Los efectos de la fluencia generalmente se tienen en cuenta usando un módulo diferido de elasticidad del hormigón para su uso en los análisis de cargas estáticas.

El módulo estático de elasticidad y el módulo de Poisson debe determinarse para edades diferentes de hormigón con ensayos de cilindros, hechos antes de o durante la construcción, se cargan hasta la rotura durante unos minutos según la norma estándar de cargas de la ASTM.. El módulo diferido de elasticidad bajo la carga constante debe determinarse en estos cilindros después de los períodos de carga incrementales específicos de 1 y 2 años. Los cilindros ensayados deben ser del mismo tamaño y deben ser curados de la misma manera que los usados para las pruebas de fuerza de compresión. Los valores del módulo estático de elasticidad, del módulo de Poisson, y del módulo diferido de elasticidad usado en los análisis debe ser el promedio de todo los valores de los cilindros ensayados.

8.5. Propiedades Térmicas.

Durante la construcción, el calor de hidratación del cemento debe disiparse uniformemente o debe controlarse para evitar una fisuración no deseada. La disipación uniforme se logra circulando agua fría a través de tubos encima de cada elevación durante la construcción convencional de bloques verticales. Además, el calor generado puede reducirse reemplazando una parte del cemento con puzolana que sólo genera aproximadamente 50 por ciento del calor generado por la misma cantidad de cemento

La temperatura en explotación cambia con la del aire del ambiente y con la del embalse puede producir escalones no lineales en los gradientes térmicos y en las tensiones asociadas debido a la respuesta más lenta en el interior de la presa. Las propiedades térmicas necesarias para la evaluación de cambios de temperatura son el coeficiente de expansión térmica, conductividad térmica, el calor específico, y difusividad. El coeficiente de expansión térmica es la variación de longitud por unidad de longitud para un grado de variación de temperatura. La conductividad térmica es la cantidad de calor que pasa a través de una unidad de espesor de un área unidad de material sometido a una diferencia de temperatura de unidad entre las caras. El calor específico se define como la cantidad de calor necesaria para elevar la temperatura de una masa unidad del material un grado. Difusividad del hormigón es un índice de la facilidad con que el hormigón sufre el cambio de temperatura. La difusividad se calcula a partir de los valores de calor específico, conductividad térmica, y densidad.

8.6. Propiedades Medias.

(a) *Consideraciones Básicas.*- las propiedades del hormigón para los estudios preliminares pueden estimarse de datos publicados hasta que estén disponibles los datos de ensayos de laboratorio.

(b) *Criterio.*- Los valores medios siguientes pueden usarse para los estudios preliminares hasta que los datos de ensayo específicos "in situ", estén disponibles. Los valores estáticos representan los valores estimados de los ensayos de laboratorio para cargas de rotura actuando unos minutos según el estándar ASTM de velocidad de cargas.

- Resistencia a compresión (estática): 210 a 350 kg/cm^2 (3000 a 5000 lb/in^2)
- Resistencia a tracción (estática): 5 a 6 por ciento de la resistencia a compresión.
- Resistencia a tracción (dinámica): 10 por ciento de la resistencia a compresión.
- Resistencia a cortante (estática):

  Cohesión: 10 por ciento de la resistencia estática a compresión.

  Coeficiente de fricción interno: 1.0
- Módulo de Poisson: 0,2
- Módulo estático de elasticidad: 350000 kg/cm^2 (5 x 10^6 lb/in^2)
- El módulo dinámico de elasticidad: 420000 kg/cm^2 (6 x 10^6 lb/in^2)
- Módulo diferido de elasticidad: 210000 kg/cm^2 (3 x 10^6 lb/in^2)
- El coeficiente de expansión térmica: 10^{-5} m/m/°C (5 x 10^{-6} ft/ft/°F)
- El peso unitario: 2,3 t/m^3 (150 lb/ft^3)
- Difusividad 0,0046 m^2/h (0,05 ft^2/hr)

C. FUERZAS ACTUANTES SOBRE LA PRESA

8.7. Generalidades.

Es esencial en el proyecto de presas de gravedad el conocimiento de las fuerzas previstas que afectarán a las tensiones y estabilidad de la estructura. Las fuerzas que deben ser consideradas son debidas a: (1) la presión externa del agua, (2) la temperatura, (3) presión de agua interior; es decir, subpresión del poro en el presa y cimiento, (4) el peso de la estructura, (5) fuerza de hielo, (6) presión de los aterramientos, (7) terremoto, y (8) las fuerzas de compuertas u otras estructuras accesorias.

La figura 8-1 (A) muestra las fuerzas de un embalse y contra-embalse en una sección sin aliviadero. Los símbolos y definiciones para esta carga son:

ψ = ángulo entre la superficie de la presa y la vertical,

T = distancia horizontal entre las caras aguas arriba y abajo de una sección,

UDHCONECTA.COM

I = momento de inercia de la base de una sección horizontal de unidad de ancho en su centro de gravedad, igual a $T^3/12$,

W_c = peso de hormigón,

ω = el peso específico de agua, 1tn/m^3 (62.4 lb/ft^3),

h o h' = distancia vertical de agua del embalse o contra-embalse, respectivamente, a la base de la sección,

P o P' = presión del agua del embalse o contra-embalse, respectivamente, en la base de la sección, igual a wh o wh',

W_o = peso de carga muerta sobre la base de la sección incluyendo el peso del hormigón, W_c, más estructuras auxiliares como compuertas y puentes,

W_w o W_w' = componente vertical de la carga de agua del embalse o contra-embalse respectivamente, sobre la superficie de la sección,

M_o = momento de W_o en el centro de gravedad en la base de la sección,

M_w o M_w' = el momento de W_w o W_w' en el centro de gravedad en la base de la sección,

V o V' = componente horizontal del agua del embalse o contra-embalse, sobre la superficie en la base de la sección, igual a $\omega h^2/2$ para V y $\omega(h')^2/2$ para V' en condiciones normales,

M_P, o M_p' = momento de V o V' sobre el centro de gravedad de base de la sección, igual a $\omega h^3/6$ para M_p, y $\omega(h')^3/6$ para M_p',

$\sum W$ = resultante de la fuerza vertical sobre la base de la sección,

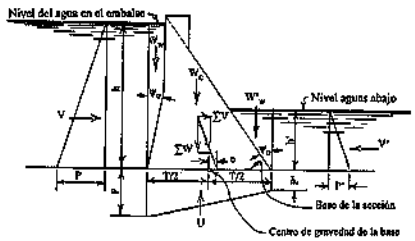
$\sum V$ = resultante de la fuerza horizontal sobre la base de la sección,

$\sum M$ = momento resultante de las fuerzas sobre la base de la sección en el centro de gravedad de la base de la sección,

e = distancia del centro de gravedad de la base de la sección al punto donde corta la base de la sección la resultante de $\sum W$ y $\sum V$, igual a. $\sum M/\sum W$, y

U = fuerza total de subpresión en la sección horizontal sin drenes o con drenes no operativos, igual a $T(P+P')/2$.

La suma de componentes horizontales y verticales implica un cimiento o posible plano de fractura horizontal. Las cargas deberán de descomponerse en sus componentes normal y paralela a la cimentación o a los planos de posible rotura si tienen mucha pendiente, para el cálculo de la estabilidad al deslizamiento.



(A) SECCIÓN TRANSVERSAL VERTICAL

(B) SECCIÓN TRANSVERSAL HORIZONTAL

FUERZAS ACTUANDO EN UNA PRESA DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN

Figura 8-1.-Fuerzas actuantes en una presa de gravedad de hormigón. 288-D-2505.

8.8. Presión externa del agua.

(a) *Consideraciones Básicas.* Las cargas del embalse y del contra-embalse se obtienen de los estudios de operación del embalse y de las curvas del contra-embalse. Estos estudios se basan en datos hidrológicos y de operación como la capacidad del embalse, asignación del almacenamiento, registros de caudales, hidrogramas de avenida y descargas del embalse. Las curvas de funcionamiento de embalse obtenidas de estos estudios reflejan un nivel normal de la superficie de agua, niveles bajos estacionales , y nivel bajo habitual de la superficie del agua. Ver la figura 8-2 para las siguientes definiciones del nivel de la superficie del agua.

(1) Nivel máximo de la superficie del agua.- Elevación máxima de la superficie de agua considerando todos los factores que afectan la seguridad de la estructura. Normalmente, es la máxima elevación prevista en proyecto del embalse y ocurre con el paso de la avenida de diseño a través del embalse. La superficie de agua máxima normalmente corresponde a la altura del vértice de la presa sin incluir la coronación.

(2) Nivel máximo para control de avenidas. – Elevación de la superficie del agua del embalse para el máximo de capacidad del embalse para uso exclusivo de control de avenidas para reducir los daños aguas abajo.

(3) Nivel máximo de desagüe por gravedad. - Nivel máximo de la superficie del agua para el que se pueden cerrar las salidas de caudal por gravedad. Generalmente, ésta es la parte superior de las compuertas de un aliviadero o la coronación de un vertedero sin compuertas.

(4) Nivel máximo del agua para usos conjuntos.– Nivel máximo del agua con el embalse a máxima capacidad para los usos conjuntos de control de avenidas y de conservación.

(5) Nivel máximo del agua para conservación.- Nivel máximo del agua con el embalse a máxima capacidad para usos exclusivamente de conservación.

(6) Nivel máximo del agua de la capacidad inactiva – Nivel máximo del agua para el cual el embalse no se evacuará en condiciones normales.

(7) Nivel del embalse muerto- El menor nivel del embalse en el cual se puede evacuar agua por gravedad.

(8) Cota del lecho del río en el eje de la presa.- La elevación del punto más bajo del lecho del río en el eje de la presa antes de la construcción de la presa. Esta elevación normalmente determina el cero de las curvas de capacidad.

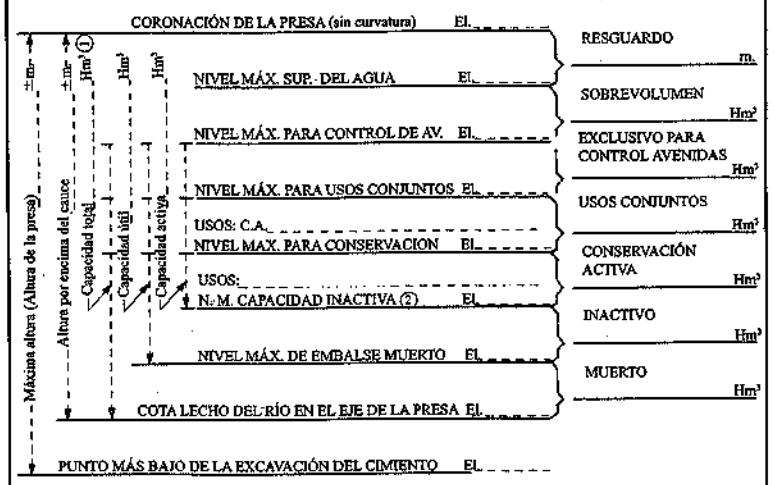
Si se incluye la capacidad de uso conjunto, el nivel normal del proyecto marca la capacidad al máximo uso conjunto. Si no, es el máximo de la capacidad de conservación activa.

En las presas con aliviadero en coronación sin elementos de control, la presión horizontal total en la cara aguas arriba se puede representar con gran precisión como el trapecio (abcd) de la figura 8-3, en el que presión unitaria en la parte superior e inferior son wh_1 y wh, respectivamente, siendo w el peso unitario del agua. La fuerza total horizontal, P, pasa por el centro de gravedad del trapecio. La componente vertical del flujo del agua sobre el vertedero de la coronación no se usa en el análisis porque la mayor parte de su carga ha pasado a ser componente de velocidad. La lámina de agua que fluye sobre la cara aguas abajo, generalmente no ejerce ninguna presión sobre la presa como para tenerla en cuenta. Cuando la lámina aguas abajo o la curva de remanso llegue a la cara aguas abajo de la presa, debe de ser considerada de la misma forma que el nivel del agua de la figura 8.1(A). Sin embargo, durante grandes vertidos, las presiones del agua de aguas abajo ayudan a la disipación de energía y pueden contribuir poco a la estabilización de la presa.

(b) *Criterio.*- Los niveles de embalse para la combinación de cargas analizadas deben de ser tomados de los estudios de operación del embalse. Debe de usarse el nivel mínimo de agua abajo asociado a cada nivel de embalse. Los niveles del agua aguas abajo deben de ser obtenidos de las curvas de operación del embalse. Para el cálculo de las cargas del embalse y nivel del agua de aguas abajo, se considera que la presión de agua varía directamente con el calado y actúa igual en todas las direcciones.

UDHCONECTA.COM

TIPO DE PRESA		REGION	ESTADO
OPERADA POR			EMBALSE
LONG. DE CORONACIÓN m	ANCHO DE C. m.		PRESA
VOLUMEN DE LA PRESA			PROYECTO
PERIODO DE CONSTRUCCIÓN			DIVISIÓN
FLUJO			UNIDAD
ÁREA Km²			ESTADO DE LA PRESA
REALIZADO POR:		APROBADA POR:	
(Iniciales)	(Código) (Fecha)	(Iniciales)	(Código) (Fecha)



① Incluyendo _____ Hm³ de asignación para _____ años de depósito de sedimentos entre el cauce y la elevación _____ de la cual _____ Hm³ están por encima de _____.
② Establecido por _____

REFERENCIAS Y COMENTARIOS:

Figura 8-2.-Designaciones de la superficie del agua. 103-D-1823

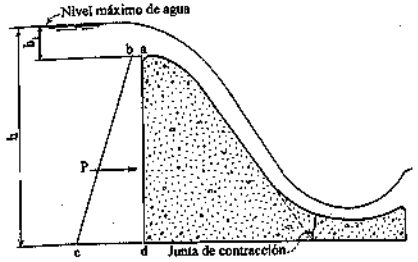


Figura 8-3.-Presiones del agua sobre el aliviadero de una presa de gravedad. 288-D-2506.

8.9. *Temperatura.*

(a) *Consideraciones básicas.* – Los incrementos volumétricos causados por la elevación de la temperatura transfieren cargas por las juntas transversales si las juntas están selladas con lechada. Los empujes horizontales producidos por cambios volumétricos asociados a incrementos de temperatura, producen una transferencia de carga a lo largo de las juntas de contracción selladas con lechada, produciendo un incremento de la torsión y de la carga de los estribos como se analiza en [1]. De la misma forma, las juntas no selladas transfieren los empujes horizontales a áreas que entran en el contacto cuando la temperatura del hormigón excede la temperatura necesaria para cerrar las juntas.

Los efectos de temperatura pueden inducir también roturas en la masa de las estructuras de hormigón. Pueden generarse tensiones de tracción que exceden la fuerza de tracción del hormigón debido a una coacción producida por los cambios volumétricos inducidos por temperatura. La rotura por temperatura puede prevenirse o reducirse, controlando las temperaturas de la colocación, el horario de la colocación, y enfriando la masa del hormigón colocada. Las dos primeras medidas son normalmente suficientes para controlar la rotura en las presas pequeñas porque las dimensiones del hormigón son lo suficientemente delgadas como para permitir una rápida disipación de calor. Para más detalles, ver [2]. Además, "Concrete Dam Design Standards," preparándose actualmente (1986), se dirigirá a las consideraciones sobre la temperatura asociada a estructuras de hormigón en masa.

Cuando el proyectista está haciendo los estudios para determinar la carga de temperatura en el hormigón, deben considerar las condiciones de variación climática. De la misma manera, una superficie de agua del embalse que fluctúe de forma importante afectará a las temperaturas del hormigón. Para determinar las cargas de temperatura, deben utilizarse las temperaturas y condiciones siguientes:

- Condiciones climatológicas habituales.- La combinación de tres datos que incluyen las temperaturas que son la media mensual de las temperaturas de aire y los registros de mínimo/máximo de las temperaturas del aire en el emplazamiento [2]. Los tres datos son (1) temperaturas diariamente del aire, (2) ciclo representativo de l-semana de los períodos del frío/calor asociado con los cambios de presión barométricos, y (3) temperaturas medias mensuales del aire.
- Temperaturas normales del hormigón - Las temperaturas normales del hormigón entre las caras aguas arriba y aguas abajo son el promedio de las temperaturas medias del aire y las temperaturas del agua del embalse asociadas con las normas de explotación del embalse. Una precisión adicional se obtiene considerando los efectos de radiación solar [2].

(b) *Criterio.*- Siempre deben investigarse los efectos del cambio de temperatura cuando las juntas están selladas y cuando las juntas no están selladas con lechada, si las temperaturas de operación son superiores a la temperatura de cierre. También debe investigarse la posibilidad de roturas inducidas por la temperatura.

UDHCONECTA.COM

8.10. Presión Interna del Agua.

(a) *Consideraciones Básicas.* – Las presiones del agua producidas por el agua del embalse y el nivel de aguas abajo se producen dentro de la presa y cimentación, en los poros, grietas, juntas, y uniones. La distribución de presiones interiores del agua a lo largo de una sección horizontal a través de la presa o de su cimentación se asume que varía linealmente de la presión del embalse lleno en la cara aguas arriba a cero o al nivel aguas abajo en la ausencia de drenes o de un análisis más detallado.

La presión interior del agua, llamada también subpresión, actúa reduciendo la tensión normal de compresión en una sección horizontal a través de la presa. Incluir una línea de drenajes verticales dentro de la presa paralela al paramento de aguas arriba sirve para reducir la fuerza de la subpresión. La reducción de la subpresión depende del tamaño, situación, y espacio de los drenes.

La práctica actual aceptada generalmente asume que la presión interna actúa sobre el cien por cien del área de cualquier sección del hormigón. La práctica actual del Bureau sitúa la línea de drenaje a una distancia de la superficie de aguas arriba igual al 5 por ciento de la altura máxima del embalse en la presa o a la misma distancia del paramento de aguas arriba como lo están los drenes situados dentro de las junturas de contracción. La práctica actual del Bureau asume que una línea formada por drenes de 12,7 cm. (5 pulgadas) de diámetro espaciados 3 m (10 pies) reducen la presión media del poro en la línea de los drenes a un tercio de la presión lineal entre la presión aguas arriba y la de aguas abajo. Estos valores se basan en la suposición de que la altura menor de la galería de drenaje esté por debajo del nivel aguas abajo o que se bombea desde los drenajes siendo esto una parte del criterio de operación. Si la galería está por encima de la cota del agua aguas abajo, la presión en la línea de drenaje debe determinarse como si el nivel de aguas abajo fuese igual a la cota de la galería. En ningún caso estas presiones deben exceder a las calculadas en el presa sin los drenes. Se asume que las subpresiones no son afectadas por las aceleraciones del terremoto debido a la naturaleza transitoria de tales aceleraciones.

Las fuerzas de las presiones del agua también ocurren dentro de la cimentación. La fuerza de subpresión en la cimentación disminuye las fuerzas normales pudiendo producirse potenciales superficies de deslizamiento. Las presiones del agua que se producen en las juntas de gran pendiente aumentan las fuerzas de deslizamiento en los bloques de la cimentación. Estos dos fenómenos reducen la estabilidad a deslizamiento de la cimentación.

La fuerza de subpresión dentro de la cimentación y a lo largo del contacto de la cimentación-presa puede reducirse por una línea de taladros de drenaje perforados en la cimentación del suelo de la galería de la cimentación. La distribución de presión interior a través de la cimentación depende de la profundidad, situación, y orientación de los drenes, características de permeabilidad de la roca, juntas, fracturas, y cualquier otra característica geológica que pueda modificar el flujo. La línea de drenaje debe localizarse a una distancia del paramento de aguas arriba de la presa que asegure que no pueda existir una conexión directa con el embalse.

La determinación de cada distribución de presión puede hacerse por flujos netos calculados por varios métodos, incluyendo los modelos físicos bi o tridimensionales y modelos de elementos finitos bi o tridimensionales, analogía eléctrica, y técnicas gráficas. Para los diseños preliminares, puede estimarse la presión en la línea de drenaje usando la misma aproximación mencionada para los drenajes hechos dentro de la presa. Básicamente, la presión en la línea de drenaje es igual a un tercio de la presión lineal entre la del paramento de aguas arriba y las presiones aguas abajo. Esta hipótesis de subpresión es generalmente conservadora si los pozos de drenaje se taladran a profundidad igual al 40 o 50 por ciento de la altura de la presa y cuando

las condiciones geológicas son uniformes. Las pantallas de drenaje de la cimentación consisten generalmente en agujeros de 7,5 cm (3 pulgadas) de diámetro taladrados a una distancia de 3 m (10 pies) entre centros.

La subpresión en una presa de hormigón sobre un material permeable (como un suelo) depende de la filtración a través de ese material permeable. El agua que percola a través de los espacios del poro en estos materiales está retardada por la resistencia a fricción, similar al agua que fluye a través de una tubería. La intensidad de la subpresión puede ser controlada con la construcción de rastrillos, pantallas, drenes, y otros dispositivos.

Las presiones de agua en la cimentación pueden comenzar por sifonamiento de las zonas más débiles dentro de la cimentación. Por consiguiente, los gradientes de salida deben ser lo suficientemente pequeños para asegurar que ese sifonamiento no suceda.

(b) *Criterio.* - Para los diseños preliminares, la distribución de la subpresión en una presa de gravedad, dentro de su cimentación y en su contacto, se asume que tiene una intensidad en la línea de drenes igual a la presión de aguas abajo, más un tercio de la diferencia de presiones entre la carga del embalse y la presión aguas abajo. Entonces, la pendiente de presión se extiende linealmente desde aguas arriba a aguas abajo. Si no hay ningún nivel de agua aguas abajo, el diagrama de presión es similar utilizando cero en lugar de la presión aguas abajo. En todos los casos, se asume que las presiones actúan sobre el 100 por ciento del área.

Para el proyecto final, la determinación de las presiones interiores dentro de la presa debe estar basada en la situación y espaciado de los drenes. Las presiones en la cimentación rocosa o en su contacto con la presa deben determinarse basándose en las estructuras geológicas de la roca y en la situación, profundidad, y espaciado de los drenes. Para la determinación final de la distribución de presión de agua deben de calcularse los flujos utilizando el análisis analógico eléctrico, análisis por elementos finitos, u otros métodos similares.

8.11. Carga Muerta.

(a) *Consideraciones Básicas.* - El peso de la estructura incluye el peso del hormigón mas otros elementos como compuertas y puentes. El peso total actúa verticalmente a través del centro de gravedad de la sección transversal, sin transferencia de cortante entre los bloques adyacentes.

(b) *Criterio.* – El peso propio total es el peso de la estructura de gravedad de hormigón más el peso del resto de elementos anejos.

8.12. Hielo.

(a) *Consideraciones básicas.* - Las presiones de hielo pueden producir una carga significativa contra la superficie de una presa en situaciones dónde las temperaturas invernales sean tan frías como para producir una capa de hielo relativamente gruesa. La presión de hielo se produce por la expansión térmica del hielo y por arrastre del viento. Las presiones causadas por la expansión térmica del hielo dependen de la variación de la temperatura del hielo, el espesor cubierto de hielo, el coeficiente de expansión térmica, el módulo elástico, y la tensión del hielo. El viento arrastra dependiendo del tamaño y forma del área expuesta, la rugosidad de la superficie, y la dirección y velocidad del viento. Generalmente se considera que la presión de hielo es una carga transitoria. La mayor parte de las presas están sujetas a poca o ninguna presión de hielo. El proyectista debe decidir, después de la consideración de los factores anteriores, si es apropiado considerar la presión de hielo.

(b) *Criterio*-El método de Monfore y Taylor [3] puede usarse para el análisis previo de las fuerzas de hielo si están disponibles los datos básicos necesarios.

Cuando no están disponibles los datos básicos para el cálculo de las presiones, una estimación

UDHCONECTA.COM

aceptable de la fuerza esperada de hielo en la superficie de la estructura puede tomarse como 14,75 tn/lin metro (10000 lb/lin ft) en el contacto entre el hielo y la presa para una profundidad de hielo supuesta de 0,6 m (2 pies) o más.

8.13. Presión de aterramientos.

(a) *Consideraciones básicas.* - Durante el caudal normal y en las avenidas, pueden llegar limos al embalse que se depositan en el agua quieta adyacente a la presa. En el apéndice A se exponen los métodos para determinar la cantidad de aterramientos y su deposición en un embalse. Si se depositaron contra la superficie aguas arriba de la presa, los limos saturados ejercerán cargas mayores que la presión hidrostática solo del agua.

A menudo se diseñan, en las presas de gravedad, desagües de fondo para reducir la acumulación de lodos en la proximidad de la cara aguas arriba de la presa. En las presas de derivación, la función principal de los desagües de fondo es mantener sin limos las obras de cabecera y canal, mientras que se reduce un poco la carga de sólidos en el presa.

(b) *Criterio.* - En la ausencia de datos de ensayos fiables, se asume que la presión de los lodos saturados es análoga y equivalente al de un fluido con 1,36 g/cm^3 (85 lb/ft^3) de componente horizontal y 1,92 g/cm^3 (120-lb/ft^3) de componente vertical.

8.14. Sismos.

(a) *Consideraciones Básicas.* - la mayoría de los terremotos son el resultado de movimientos de la corteza terrestre a lo largo de las fallas. Deben hacerse exámenes geológicos del área localizando todas las fallas y determinando la actividad reciente que haya ocurrido. También deben estudiarse los archivos de actividad sismológica en el área para determinar la magnitud y situación de todos los terremotos registrados que pueden haber afectado al emplazamiento.

Al establecer los terremotos de calculo que pueden ser aplicados a las estructuras, se deben considerar las carga y condiciones de respuesta para tres niveles de terremoto: El OBE (el terremoto base de operación), el DBE (terremoto base de diseño), y el MCE (terremoto máximo posible).

Las expectativas de las condiciones de respuesta estructural asociadas con cada uno de estos terremotos son:

- OBE - Las estructuras, sistemas, y componentes necesarios para su función de proyecto deben diseñarse para permanecer operativos bajo la vibración y el movimiento del suelo del OBE.
- DBE - Bajo cargas del terremoto base de diseño, el proyecto debe diseñarse para soportar el terremoto con daños reparables; sin embargo, las estructuras, sistemas, y componentes básicos para la seguridad deben permanecer operativos. El grado de daño aceptable se basaría en un análisis económico del costo estimado de la reparación contra el costo inicial necesario para evitar ese daño.
- MCE - Las estructuras del proyecto básico de almacenamiento o de descarga del embalse se diseñarían para los esfuerzos del MCE y se exigiría un funcionamiento sin permitir un desagüe descontrolado y súbito del embalse o una evacuación incontrolada del embalse.

Para determinar las fuerzas totales producidas por un terremoto, es necesario establecer la magnitud del terremoto y la distancia del emplazamiento al epicentro. Los terremotos pequeños o distantes normalmente producen en el emplazamiento una respuesta estructural pequeña. La curva mostrada en la figura 8-4 propone la necesidad del análisis basándose en la magnitud de Richter y la distancia al epicentro. Los estudios del Bureau indican que el período fundamental de vibración de una sección de 15 m (50 pies) de altura con una carretera de coronación de 3 m (10 pies) varía de 0,086 a 0,05 segundos para pendientes de

aguas abajo de 0,5:1,0 a 0,8:1,0, respectivamente. Las presas menores de 15 m (50 pies) tienen proporcionalmente los períodos fundamentales más pequeños. El segundo período de vibración es de menos de 0,02 segundos para todos los casos. En presas bajas, la resonancia no es probable que ocurra durante los terremotos. Por consiguiente, puede asumirse que las aceleraciones uniformes de la base a la coronación; son iguales a las aceleraciones del cimiento estimadas de la figura 8-5. Se asume que la aceleración vertical es 50 por ciento de la aceleración horizontal. Estas aceleraciones pueden usarse para calcular las cargas de inercia para los análisis pseudoestáticos.

En los análisis pseudoestáticos, deben aplicarse las cargas del terremoto verticales y horizontales en la dirección en la que la estructura es menos estable. Para la condición del embalse lleno, ésta será la que va desde abajo de la cimentación en la dirección desde aguas arriba hacia aguas abajo de la cimentación. El movimiento desde aguas arriba aumenta la fuerza aguas abajo del agua y cargas de lodos y produce una fuerza inercial aguas abajo del hormigón de la presa. El movimiento descendente disminuye el peso eficaz del agua sobre una cara inclinada y del hormigón en la presa, aumentando las cargas horizontales en la dirección aguas abajo y disminuyendo los pesos efectivos que produce la disminución de la estabilidad de la estructura. La fricción interna del lodo puede limitar mucho la vibración, como se ha sugerido en la literatura [4]. Sin embargo, hasta que se determinen datos más exactos, se supone que el efecto dinámico de lodo saturado sólo es equivalente al del agua.

Condiciones especiales que obligan a análisis dinámicos más detallados son:

- Fallas activas directamente bajo presas pequeñas.
- Geometría inusual en pequeñas presas, como grandes aperturas para canales, pilas de puentes, etc.
- Grandes masas próximas a la coronación de las presas pequeñas, como son compuertas, puentes, etc.
- Presas con altura superior a aproximadamente 15 m (50 pies).

Se incluyen métodos más sofisticados de análisis dinámico en "Concrete Dams Design Standards" que actualmente (1986) está preparando el Bureau.

Las presiones hidrodinámicas ejercidas en el paramento de la presa durante los terremotos deben ser incluidas en los análisis. Para las presas de gravedad grandes, el Bureau usa el método empleado actualmente por [4] para incorporar los efectos hidrodinámicos e interacción con la cimentación.

En 1952, Zanger [5] presentó las fórmulas para el cálculo de las presiones hidrodinámicas ejercidas en paramentos verticales o inclinados por los efectos de terremotos horizontales. Estas fórmulas, obtenidas por analogía eléctrica y basadas en la suposición de que el agua es incompresible, son aplicables a las pequeñas presas de gravedad de hormigón muy rígido. En pequeñas presas, el error cometido en el cálculo de la fuerza producida por el agua en el terremoto debido a esta hipótesis simplificativa está probablemente en menos de 1 por ciento.

El efecto de inercia horizontal en el hormigón debe aplicarse al centro de gravedad de la masa, sin tener en cuenta la forma de la sección transversal. Para las presas con paramento aguas arriba vertical o inclinando, el aumento en la presión de agua, P_e, toneladas por metro cuadrado, en cualquier elevación, debido al terremoto horizontal, se da por la ecuación siguiente:

$$P_e = C \lambda \omega h \qquad (1)$$

donde:

C = Un coeficiente adimensional que da la distribución y magnitud de las presiones.

UDHCONECTA.COM

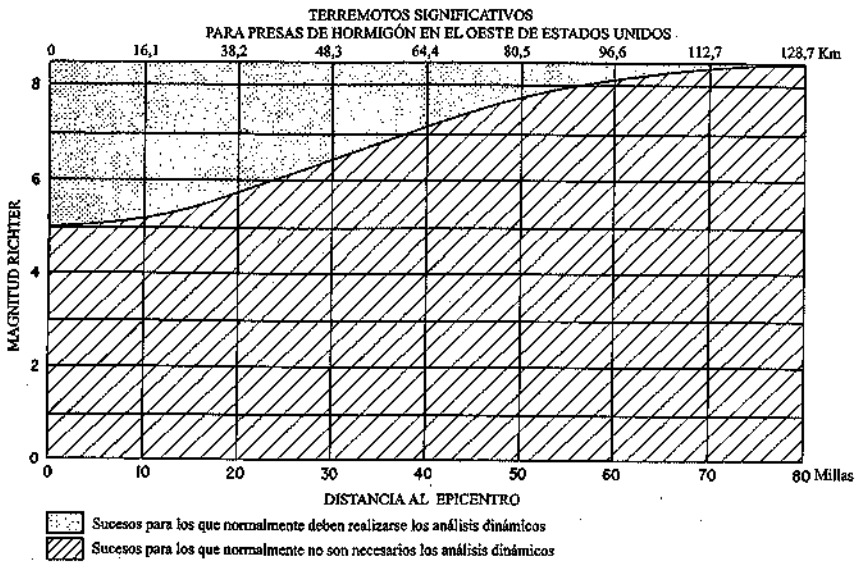


Figura 8-4.- Necesidad de análisis sísmico según la magnitud Richter y la distancia al epicentro. 103-D-1824.

$$C = \frac{C_m}{2}\left[\frac{y}{h}\left(2-\frac{y}{h}\right)+\left(\frac{y}{h}\left(2-\frac{y}{h}\right)\right)^{1/2}\right] \qquad (2)$$

λ = intensidad del terremoto = aceleración del terremoto dividida por la aceleración de la gravedad,

ω = peso especifico del agua, en toneladas por metro cúbico,

h = la profundidad total del embalse en la sección estudiada, en metros,

y = distancia vertical desde la superficie del embalse hasta la sección analizada, en metros, y

C_m = valor máximo de C para una pendiente constante dada.

De la figura 8-6 pueden obtenerse los valores de C para varias pendientes del paramento y relaciones de y/h. La fuerza horizontal total, V_e a cualquier elevación por debajo de la superficie del embalse que es debida a P_e, y el momento total de vuelco, M_e para esa elevación debido a P_e, es:

$$V_e = 0{,}726\, P_e\, y \qquad (3)$$

$$M_e = 0{,}299\, P_e\, y^2 \qquad (4)$$

En presas con paramento combinado vertical e inclinado, el método a utilizar depende de la relación en alturas de la parte vertical a la altura total de la presa como sigue:

- Si la altura de la zona vertical del paramento de aguas arriba de la presa es igual o mayor que la mitad de la altura total de la presa, analice como si toda fuera vertical.

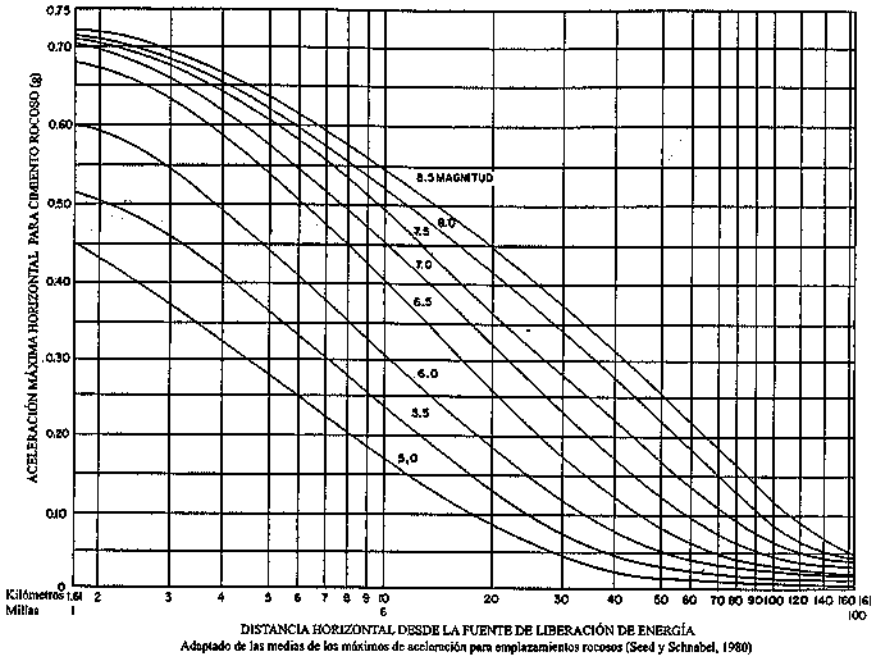


Figura 8-5.-Estimación en el emplazamiento del pico de la aceleración del suelo. 103-D-18254.

- Si la altura de la zona vertical del paramento de aguas arriba de la presa es menor que la mitad de la altura total use las presiones de una línea de gradiente, uniendo el punto de intersección del paramento de aguas arriba de la presa y la superficie del embalse con el punto de intersección del paramento aguas abajo de la presa y la cimentación.

En un paramento inclinado de una presa, el peso del agua sobre el paramento debe modificarse por el factor de aceleración apropiado [5]. El peso del hormigón también debe modificarse por ese factor de aceleración.

(b) *Criterio.* - El criterio usado para establecer los terremotos de diseño apropiados al proyecto debe ser como sigue:

- OBE.- Terremoto que podría esperarse que ocurra una vez en 25 años durante la vida útil de la estructura. El periodo de retorno para este terremoto en el emplazamiento específico se establecería por el grupo del sismo tectónico apropiado. Se prevé que este terremoto sólo se mantendría en los emplazamientos cercanos a áreas activas en los que estaría disponible la información necesaria para relacionar el intervalo de repetición con el desarrollo sísmico.

UDHCONECTA.COM

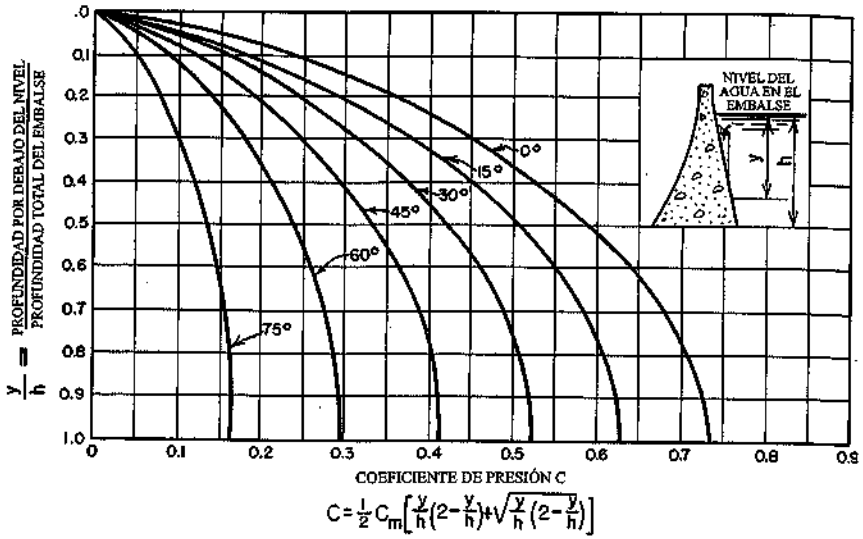


Figura 8-6.-Coeficientes de distribución de presiones para paramentos de talud constante. 288-D-2509.

- DBE.- Terremoto que sería probable que ocurriera una vez en 200 años durante la vida útil de la estructura. El intervalo de la repetición para este terremoto para el emplazamiento del proyecto sería definido por el grupo responsable apropiado. La magnitud de este evento es determinada para cada zona aplicando las fórmulas de intervalo de repetición cuando existan una cantidad adecuada de datos históricos sísmicos, si no, la magnitud se estima considerado la geología y sismología del área.
- MCE.- Terremoto que produciría el movimiento vibratorio de tierra más severo capaz de producirse en el emplazamiento del proyecto de acuerdo con la estructura tectónica conocida. Es un evento lógico y posible que está de acuerdo con los hechos geológicos y sismológicos conocidos. En la determinación del MCE, hay que considerar su pequeña probabilidad de ocurrencia.

Los métodos para determinar los terremotos anteriores que representan el OBE, DBE, o los sismos de MCE deben considerar (1) los archivos históricos para obtener la relación frecuencia de ocurrencia y magnitud, (2) la vida útil de la estructura, y (3) un estudio estadístico para determinar probabilidad de ocurrencia de terremotos de magnitudes diferentes durante la vida de la estructura. Cuando se desarrollan estos métodos para futuros, se deben incluir en el análisis los factores de seguridad convenientes.

Los terremotos producidos en los embalses deben ser considerados en el análisis de la estructura y su cimentación cuando el área del embalse tenga indicios de que puedan producirse. Cuando una presa y su cimentación pueden ser afectadas por un terremoto inducido en el embalse deben de calcularse, para un

DBRIE (terremoto de proyecto producido en un embalse) y un ERIE (terremoto extremo producido en un embalse). La magnitud y situación de estos eventos deben estar basadas en la tectónica del emplazamiento, condiciones sismológicas y geológicas y dependerán de los datos globales de sismicidad en el embalse. Debe de asumirse que un terremoto inducido en un embalse sólo ocurre en una falla activa en el régimen hidráulico del embalse. El DBRIE y el ERIE deben tener el mismo nivel general de probabilidad de ocurrencia que el DBE y el MCE, respectivamente,

El criterio para los niveles de daños, reparaciones, y factores de seguridad en presa y cimentación debe ser el mismo para el DBE y DBRIE que los del MCE y el ERIE.

8.15. Combinación de Cargas.

(a) *Consideraciones Básicas*. - Las presas de gravedad deben diseñarse para todas las combinaciones de carga posibles, utilizando coeficientes de seguridad apropiados para cada una de ellas. Las combinaciones de cargas transitorias y que tienen sólo una probabilidad remota de ocurrencia en cualquier momento dado tienen una menor probabilidad de ocurrencia simultánea y no deben ser consideradas como las combinaciones de carga de cálculo. Por ejemplo, el empuje de la superficie de hielo no es un factor a considerar durante una avenida máxima, y la probabilidad de que un terremoto y una avenida máxima sucedan simultáneamente son sumamente remotas.

(b) *Criterios* las presas de gravedad deben diseñarse para las combinaciones de carga siguientes usando factores de seguridad apropiados.

(1) Combinaciones de carga normales. – Altura del agua en el embalse en situación normal con las cargas muertas apropiadas, subpresión, aterramiento, hielo, y nivel del agua aguas abajo. Si las cargas de temperatura son aplicables al emplazamiento concreto, utilice temperaturas mínimas de ese momento [2].

(2) Combinaciones de carga excepcionales.– Altura del agua en el embalse en situación excepcional con las cargas muertas apropiadas, aterramiento, nivel de agua aguas abajo, subpresión, y si es aplicable, mínimas temperaturas habituales que ocurran en ese momento.

(3) Combinaciones de carga extremas.– Las combinaciones de carga normales y los efectos del MCE.

(4) Otras cargas y comprobaciones:

- Combinaciones de carga normal o excepcional con drenes inoperativos
- Peso propio
- Cualquier otra combinación de carga que, el proyectista crea que debe analizarse para un presa particular

D. CONSIDERACIONES SOBRE LA CIMENTACIÓN

En general, los párrafos siguientes están dirigidos a las consideraciones asociadas a la cimentación de presas de hormigón. Se puede dirigir a "Concrete Dam Desing Standards" para mayor detalle en temas como la valoración de la deformación de cimentación, el análisis de filtración de la cimentación, cimentación y análisis de estabilidad al deslizamiento y el tratamiento de la cimentación.

8.16. Módulo de deformación.

(a) *Consideraciones básicas* - El módulo de la deformación se define como la relación de tensión aplicada y la deformación elástica más la inelástica. Debe determinarse para cada

UDHCONECTA.COM

material de la cimentación. Las deformaciones de la cimentación causadas por las cargas de la presa afectan las distribuciones de tensión dentro de la presa. Recíprocamente, la respuesta de la presa a las cargas externas y las deformaciones de la cimentación determinan las tensiones dentro de la cimentación. La evaluación apropiada de la interacción de la presa-cimentación requiere una determinación exacta de características posibles de deformación de cimentación en bastantes situaciones para hacer que las evaluaciones sean significativas. Normalmente, las deformaciones diferenciales son más preocupantes, que la magnitud absoluta de la deformación.

Las investigaciones de la cimentación deben proporcionar información relacionada a/o para dar el módulo de la deformación. El módulo "in situ" es normalmente determinado por relaciones que se obtienen en laboratorio de los ensayos de los testigos del centro del sondeo y de las características de fracturación, o por pruebas de carga "in situ" [6, 7, 8]. El módulo "in situ" debe determinarse para cada material o para las zonas de similar material con características de fracturación diferente que componen la cimentación, incluyendo cualquier falla o zona de cizalladura. Las fracturas en la masa rocosa reducen el módulo "in situ" a un valor menor del que se midió en un testigo intacto. Por consiguiente, los datos de campo sobre las características de masa de roca fracturada son útiles para aproximarse al módulo "in situ".

La información sobre la variación de materiales y su predominio en las situaciones diferentes a lo largo de la cimentación es proporcionada por los testigos de los sondeos, por los túneles de la cimentación, por las inspecciones del emplazamiento, y por una buena interpretación de los mapas geológicos, secciones, y mapas topográficos. Las acertadas descripciones de la composición de la zona ensayadas para obtener el módulo de deformación, una cartografía geológica adecuada y el registro de los testigos del sondeo permiten extrapolación de resultados de los ensayos a las zonas de material similar no sondeadas.

(b) *Criterio.*- Para el análisis de una presa de gravedad deben obtenerse los datos siguientes relativos a la deformabilidad de la cimentación:

- Los efectos de juntas, cortes, y faltas, obtenidas por métodos directos (sondeos) o indirectos (por deducción).
- El módulo de la deformación de cada tipo de material dentro de y alrededor del área cargada de la cimentación.

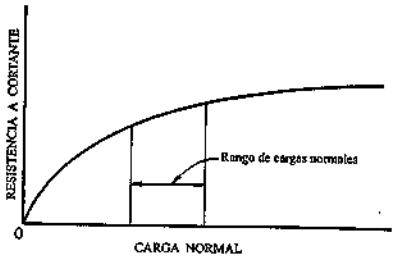


Figura 8-7-Resistencia a cortante en una junta existente en el cimiento en roca de una presa de gravedad. 103-D-1826.

8.17. Tensión cortante.

(a) *Consideraciones Básicas.*- La resistencia a cortante dentro de la cimentación y entre la presa y su cimentación depende de la resistencia a cortante inherente de los materiales de la cimentación y en la adherencia en el contacto entre del hormigón y la roca. Las características de la resistencia a cortante pueden determinarse en los ensayos del laboratorio y en las pruebas "in situ", examen en campo, y del posterior cálculo de las pendientes. Se deberá incluir la evaluación de las propiedades de resistencia a cortante de juntas, juntas de infiltración, fallas, cortes, uniones, cubiertas, estratos, y de otras estructuras geológicas débiles.

Se asume que la resistencia a cortante de forma lineal es normalmente realista para la roca intacta en el rango de las tensiones normales de trabajo. Una curva de resistencia a cortante en función de la resistencia normal es más realista para discontinuidades abiertas y rugosas. Sin embargo, se puede aproximar a una relación lineal dentro del rango de tensiones normales de interés al problema. Las discontinuidades abiertas y suaves, normalmente tienen un comportamiento lineal. La relación entre la resistencia a cortante versus la tensión normal mostrada en la figura 8-7 se determina por un número de ensayos para diferentes tensiones normales. Los ensayos individuales también dan la relación entre la resistencia cortante al desplazamiento para una tensión normal particular. El desplazamiento usado para determinar la resistencia a cortante es el desplazamiento máximo que puede permitirse en el posible plano de deslizamiento sin que cause una concentración de tensiones inaceptables en el cimiento de la presa.

Dado que las presas ensayadas en laboratorio o "in situ" son pequeñas comparadas a la cimentación, debe de considerarse cuidadosamente el factor de escala a la hora de determinar los valores de la resistencia al cortante utilizados. Los elementos a utilizar cuando se valora el comportamiento a gran escala deben de incluir, las características de las juntas, las fracturas, y la variabilidad dentro de los tipos de rocas similares.

Cuando la cimentación no es homogénea, el posible plano de deslizamiento puede estar formado por varios materiales, algunos intactos y otros facturados. Las rocas intactas alcanzan su máxima resistencia a la rotura con menor deformación de la que es necesaria en los materiales fracturados para desarrollar su máxima resistencia a la fricción. Por lo tanto, la resistencia al cortante desarrollado por cada material fracturado depende del desplazamiento de la parte de la roca intacta del plano de deslizamiento potencial considerado en el análisis. Deben de llevarse a cabo un número adecuado de ensayos, tal y como determine el proyectista, para obtener la relación de la resistencia al cortante versus la carga normal para cada tipo de material a lo largo de posibles planos de deslizamiento. El valor de la resistencia al cortante medido durante los ensayos debe de incluir las medidas para niveles de tensión normales que se correspondan a las que se esperan que vayan a ocurrir "in situ". La resistencia a cortante total contra el potencial de deslizamiento a lo largo de planos de cimentación no homogéneos es la suma de la resistencia a cortante de todos los materiales a lo largo del plano, para desplazamientos por cortante compatibles.

Para la resistencia a cortante de materiales de cimentación tipo suelo, se han hecho numerosos ensayos de cortante estáticos, publicando los resultados. Sin embargo, los resultados publicados sólo pueden usare como una guía. Para su uso en el diseño, deben de determinarse las características de resistencia al cortante de los materiales de la cimentación específicos del emplazamiento.

8.18. Configuración del cimiento.

(a) *Consideraciones Básicas.*- El espesor de la cimentación de una presa de gravedad y la pendiente del contacto del hormigón roca son los factores más importantes para la estabilidad de la estructura. Transversalmente, el contacto de la cimentación o debe estar horizontal o, preferentemente, inclinándose hacia aguas arriba. El espesor transversal es normalmente determinado por la dimensión necesaria para que la estructura satisfaga la tensión y los requisitos de estabilidad. Longitudinalmente, el perfil debe variar suavemente sin cambios bruscos para minimizar las concentraciones de tensiones.

(b) *Criterio.*- El contacto de la cimentación aguas arriba-aguas abajo, debe estar en la dirección horizontal o inclinándose hacia aguas arriba. Además, el contacto de la cimentación debe variar suavemente, evitando los cambios bruscos, a lo largo del perfil de la presa.

UDHCONECTA.COM

E. CONDICIÓN DE ESTABILIDAD

8.19. Coeficiente de seguridad.

(a) *Consideraciones Básicas.*- Todas las cargas usadas en el proyecto deben de ser elegidas para representar, con tanta precisión como sea posible, las cargas reales que se darán durante la operación de la estructura, de acuerdo con los criterios de "Combinaciones de Carga" (sección 8.15). Los métodos para determinar la capacidad de resistencia de las cargas de la presa deben de ser los más precisos que estén disponibles. Todas las incertidumbres con respecto a las cargas o la capacidad de carga deben resolverse hasta donde sea factible con ensayos de campo o de laboratorio y mediante una exploración completa y una inspección de la cimentación. Así, el coeficiente de seguridad debe ser valorado, con tanta precisión, como sea posible evaluar la capacidad de la estructura de resistir las cargas aplicadas.

Aunque pueden permitirse coeficientes de seguridad algo más reducidos en áreas locales limitadas dentro de la cimentación, el coeficiente de seguridad global de la presa y su cimentación, incluso las contribuciones de cualquier tratamiento correctivo, deben cumplir los requisitos para la combinación de carga analizada.

Para otras combinaciones de carga dónde no se especifican los coeficientes de seguridad, el proyectista es responsable de seleccionar el coeficiente de seguridad de acuerdo con las categorías de la combinación de carga analizada (8.15(b)). Deben utilizarse coeficientes de seguridad algo más altos para los estudios de la cimentación debido a la mayor cantidad de incertidumbre involucrada en la evaluación de la capacidad resistente de la cimentación.

Los coeficientes de seguridad en las presas de gravedad están basados en el uso del método del análisis de la estabilidad por gravedad, y para la estabilidad al deslizamiento de la cimentación se basa en la hipótesis de una distribución uniforme de tensiones en la superficie analizada.

Como otras estructuras importantes, las presas deben ser regularmente y frecuentemente inspeccionadas. Deben hacerse observaciones adecuadas y medidas del comportamiento estructural de la presa y de su cimentación para asegurar que la estructura este funcionando como se ha diseñado.

Un presa de gravedad de hormigón debe diseñarse para resistir, con un amplio coeficiente de seguridad las tensiones internas y el fallo a deslizamiento dentro de la presa y cimentación. Las siguientes subsecciones analizan las tensiones admisibles y los coeficientes de seguridad recomendados.

(b) *Criterio-* (l) *Tensión de compresión* - Las compresiones máximas aceptables para el hormigón en un presa de gravedad sujeta a cualquiera de las combinaciones de carga normales no debe ser mayor que la resistencia característica a compresión dividida por un factor de seguridad de 3,0. Bajo ninguna circunstancia para combinaciones de carga normal las compresiones aceptables deben exceder de 105 kg/cm^2 (1500 lb/in^2).

El factor de seguridad 2,0 debe utilizarse para determinar las compresiones aceptables en combinaciones de carga excepcionales. Las compresiones máximas aceptables para las combinaciones de carga excepcionales nunca deben exceder de 158 kg/cm^2 (2250 lb/in^2).

Las compresiones máximas aceptables para combinaciones de carga extremas deben determinarse de la misma manera utilizando un coeficiente de seguridad mayor que 1,0.

Se deben utilizar coeficientes de seguridad de 4,0, 2,7, y 1,3 para calcular la tensión admisible en compresión en la cimentación para las combinaciones de carga normales, excepcionales y extremas, respectivamente.

(2) *Tensión de tracción.*- Para no exceder la tensión de tracción admisible, debe determinarse la tensión de compresión mínima aceptable calculada sin subpresión con la expresión siguiente que tiene en cuenta la fuerza de tracción del hormigón a las superficies con subpresión:

$$\sigma_{Zu} = p\,w\,h - \left(\frac{f_t}{s}\right) \qquad (5)$$

donde:

σ_{Zu}= tensión aceptable mínima en la superficie,

p = factor de reducción para incluir los drenes,

w = peso específico del agua,

h = profundidad bajo la superficie del agua,

f_t = tensión de tracción del hormigón en la superficie con subpresión, y

s = coeficiente de seguridad.

Se deben especificar todos los parámetros utilizando unidades consistentes. El valor de p debe ser 1,0 si no existen drenajes, o no están operativos, o si existe rotura en la cara aguas abajo, y p debe tener 0,4 si se usan drenajes. El valor 0,4 representa la tensión aproximada en la cara aguas arriba causada por las presiones de subpresión dentro de la presa, suponiendo que los drenes están separados el 5 por ciento de la profundidad del embalse de la cara río arriba, no incluyendo el nivel del río y estando los drenajes totalmente operativos. Se requiere una determinación más exacta de p si se sitúan los desagües más lejos del paramento, si no se incluye el nivel del agua, o si los drenajes están funcionando con menos de cien por cien de eficacia. El coeficiente de seguridad 3,0 debe usarse para las cargas normales, 2,0 para las extraordinarias, y 1,0 para las combinaciones de carga extremas. El valor aceptable de σ_{Zu}, para las combinaciones de carga normales nunca debe ser inferior a 0. Debe asumirse que la fisura se produce si la tensión en la cara aguas arriba es inferior a σ_{Zu}. La fisura no se permite en las combinaciones de carga normales y extraordinarias para las presas nuevas sin embargo, la fisura es permisible para la combinación de carga extrema si la estabilidad se mantiene y no se exceden las tensiones aceptables (vea sec. 8.22).

(3) *Estabilidad al deslizamiento.*- El factor de seguridad a deslizamiento por cortante proporciona una medida de la seguridad ante el deslizamiento por cortante en cualquier sección. La siguiente expresión es la relación entre resistencia y las fuerzas de deslizamiento y se aplica a cualquier sección de la estructura, en la cimentación, o en el contacto con la cimentación para el cálculo del coeficiente de seguridad a deslizamiento por cortante, Q:

$$Q = \frac{CA + (\Sigma N - \Sigma U)\,tag\,\phi}{\Sigma V} \qquad (6)$$

donde:

C = cohesión unitaria,

A = área de sección considerada,

ΣN = suma de fuerzas normales,

ΣU = suma de fuerzas de subpresión,

$tag\,\phi$ = coeficiente interno de fricción, y

ΣV = suma de fuerzas cortantes.

Todos los parámetros deben usarse en unidades consistentes. La subpresión es negativa según la convención de signos en [1].

El coeficiente de seguridad mínimo a cortante dentro de la presa o en el contacto del hormigón roca deberá ser 3,0 para combinaciones de carga normales, 2,0 para las excepcionales, y mayor que 1,0 para las extremas. El coeficiente de seguridad mínimo a deslizamiento en cualquier plano débil dentro de la cimentación debe ser por lo menos 4,0 para el usual, 2,7 para las excepcionales, y 1,3 para las combinaciones de carga extremas [l]. Si el factor de seguridad calculado es menos del requerido, se necesita incluir un tratamiento de la cimentación para aumentar el coeficiente de seguridad hasta el valor requerido. Para las estructuras de hormigón con materiales de cimentación de tierras no es normalmente alcanzable el coeficiente de

UDHCONECTA.COM

seguridad equivalente a los de estructuras en roca. Por consiguiente, el coeficiente de seguridad para las presas de hormigón con cimentación en material no rocoso, se deja al juicio ingenieril de un proyectista experimentado.

F. ANÁLISIS TENSIONALY DE ESTABILIADAD

Los siguientes párrafos se orientan, en general, a consideraciones relativas a la estabilidad al deslizamiento y a las tensiones internas. El "Concrete Dam Standards Design" también se orienta a estos temas. Datos adicionales que también se incluyen en [1].

8.20. Estabilidad al deslizamiento.

(a) *Consideraciones Básicas.*- La fuerza horizontal, $\sum V$ de la figura 8-1 (A), tiende a desplazar a la presa en dirección horizontal. Esta tendencia es soportada por la resistencia del cortante del hormigón o de la cimentación. Como previamente se discutió en este capítulo, las características de resistencia a cortante del hormigón y la cimentación deben ser determinadas por ensayos.

Para el deslizamiento dentro de la cimentación, deben investigarse la orientación de juntas, fallas, y fisuras para ayudar a identificar los bloques de la piedra y los modos potenciales de inestabilidad. También debe prestarse la atención a la continuidad de las juntas para ayudar a evaluar el potencial de inestabilidad.

Para la mayoría de los casos, debe ser suficiente el método de análisis del bloque rígido que asume una distribución de tensión uniforme en el plano potencial de deslizamiento analizado. Sin embargo, para casos dónde el análisis del bloque rígido no puede ser aplicable, como casos que involucran un módulo de deformación de cimentación variable o casos especiales que incluyen el tratamiento de la cimentación, el método de los elementos finitos puede asegurar una estimación mas precisa de los niveles de tensión y su distribución.

Para situaciones dónde el coeficiente de seguridad al deslizamiento no alcanza los valores recomendados, están disponibles varias soluciones.

Cuando la estabilidad es poco satisfactoria dentro de la presa, algunas de las soluciones posibles son, modificar la presa, aumentar la resistencia del hormigón, e instalar cables de postensionado. La viabilidad específica del emplazamiento y efectividad del costo son los factores a tener en cuanta al seleccionar la alternativa apropiada.

Son más comunes los coeficientes de seguridad insuficientes dentro de la cimentación. Se puede mejorar la estabilidad al deslizamiento por varios métodos de tratamiento de la cimentación. El drenaje puede reducir las fuerzas del subpresión. Cables postensionados y bulones en la roca pueden aumentar la fuerza normal que actúa en un potencial plano de deslizamiento. Los rastrillos de hormigón también son un método eficaz de tratamiento de la cimentación a cortante. Las superficies potenciales de deslizamiento en la cimentación pueden ser interceptadas por una excavación de una zanja principal. El relleno de la zanja con hormigón en masa permite que la resistencia a cortante de la zanja se incluya en el análisis a deslizamiento.

En cimientos tipo suelo se construyen a menudo pantallas de hormigón en la parte de aguas arriba de la estructura. Los muros de hormigón diseñados y situados de forma conveniente implican a un volumen adicional de materiales de la cimentación que deben moverse antes de que la estructura pueda deslizar. También debe estudiarse la estabilidad a deslizamiento a lo largo de cualquier estrato más débil que puede existir en profundidad debajo del fondo del muro pantalla.

(b) *Criterio.* - Para la mayoría de los casos es suficiente el método de análisis del bloque rígido. Sin embargo, el método de los elementos finitos, debe utilizarse para casos en los que no se espera que tenga una distribución de tensión uniforme a lo largo de la superficie potencial de rotura.

Para evaluar la estabilidad a deslizamiento en la cimentación deben investigarse, la orientación y continuidad de juntas, fallas, y fisuras para ayudar a identificar los bloques de la piedra y las formas potenciales de inestabilidad.

8.21. Tensión interna - Secciones sin fisuración.

(a) *Consideraciones básicas.*- En la mayor parte de las presas de gravedad, pueden determinarse adecuadamente las tensiones interiores en una sección transversal utilizando el método de análisis por gravedad. Es aplicable al caso general de una sección de gravedad con una cara vertical aguas arriba y con talud constante aguas abajo y en situaciones dónde hay un talud variable en una o en ambas caras. El método de gravedad. es substancialmente correcto, salvo en los planos horizontales cerca de la base de la presa dónde el material de la cimentación afecta a los cálculos de tensión. Por consiguiente, dónde sea necesario a juicio de un ingeniero de proyecto experimentado, deberán utilizarse los elementos finitos para verificar las tensiones en superficies cerca de la base de una presa. Otros métodos de análisis, como el método de los elementos finitos pueden utilizarse para analizar el comportamiento tridimensional [1]. Las juntas de contracción rellenas de lechada o selladas, y construcción de presas RCC de forma monolítica presenta un comportamiento tridimensional, sobre todo a lo largo de los cambios en calidad de la cimentación o cambios en el módulo de deformación de la cimentación.

El método de análisis estático utiliza la fórmula siguiente para determinar la distribución de tensión a lo largo de un plano horizontal dentro de la presa:

$$\sigma_z = \frac{\Sigma W}{A} \pm \frac{\Sigma M_y}{I} \qquad (7)$$

donde:

σ_z = tensión normal en una sección horizontal,

$\sum W$ = resultante vertical de fuerzas sobre una superficie horizontal,

A = área de la superficie horizontal considerada,

$\sum M$ = la suma de momentos sobre el centro de gravedad del plano horizontal,

y = distancia del eje de la fibra neutra del plano horizontal a dónde se desea, σ_z

I = momento de inercia del plano horizontal en su centro de gravedad.

La subpresión de agua interior y las tensiones causadas por la contribución del momento de la subpresión a lo largo de un plano horizontal normalmente no se incluyen en el cálculo de σ_z. Estas contribuciones a las tensiones son consideradas separadamente como está descrito en el criterio de tensión de tracción (sec. 8.19(b)(2)).

(b) *Criterio.*- las tensiones internas pueden ser calculadas por el método de análisis estático para determinar la distribución de tensión a lo largo de un plano horizontal dentro de la presa. El método puede no ser aplicable cerca de la base dónde los materiales de la cimentación pueden influir en los resultados o en el comportamiento tridimensional. Los efectos de la subpresión no son considerados en el cálculo de tensiones, pero se consideran separadamente de acuerdo con el criterio de tensión de tracción (sec. 8.19(b)(2)).

8.22. Tensión interna y estabilidad al deslizamiento - Secciones fisuradas.

(a) *Consideraciones Básicas.*- Las cargas aplicadas en las presas de gravedad de hormigón tienden a producir tracciones a lo

UDHCONECTA.COM

largo de la superficie de aguas arriba. En general, cuando se excede la tracción admisible del hormigón, se asume que se produce una grieta que se propaga horizontalmente hasta el punto de tracción nula, dejando la sección restante no agrietada totalmente en compresión.

La fisuración no ocurre en todos los puntos dónde se alcanza la tensión admisible, sino normalmente sólo en el punto de tensión máxima de cada cara. Sin embargo, si la rotura en la situación de tensión máxima no alivia suficientemente la tensión a otros puntos, puede ser necesario asumir la rotura en puntos adicionales a lo largo de la superficie.

Las nuevas presas deben diseñarse para no agrietarse en todas las combinaciones de carga estáticas; sin embargo el agrietamiento es permisible para carga de terremoto si se puede demostrar que la tensión y el criterio de estabilidad se satisface durante y después del evento del terremoto. También se permite para los análisis indicar que ese agrietamiento es probable para las presas existentes, en la condición de superficie de agua máxima con los drenes inoperativos, con tal de que pueda mostrarse que la tensión y el criterio de estabilidad se cumplan.

Por varias razones, el agrietamiento se ha producido en muchas de las presas existentes. La observación o la sospecha de existencia de una grieta en la cara aguas arriba o aguas abajo no significan necesariamente la inestabilidad; sin embargo, una grieta obliga al examen cuidadoso y, sobre todo, documentación para supervisar el agrandamiento o el deterioro asociado. Los métodos de investigación incluyen sondeos con testigo, medidas sónicas, y ensayos "in situ". Una vez que la grieta ha sido localizada y se ha identificado su magnitud, son esenciales los análisis de estabilidad para evaluar las consecuencias frente a varias combinaciones de carga.

Si los análisis indicaran que el agrietamiento es inaceptable pudiendo ocurrir en presas nuevas o existentes, o muestra que la grieta existente ha reducido la estabilidad a niveles inaceptables, deben hacerse las modificaciones para solucionar la situación. Algunas posibles modificaciones son; aumentar el espesor de la presa, instalar cables postensados, instalar drenes para reducir la subpresión del agua interior, o aumentar la tensión del hormigón.

Debe asumirse que el agrietamiento ocurre cuando los análisis indican que la tensión normal vertical en la cara, calculada de acuerdo con la sección 8.21, es inferior al mínimo requerido para la tensión calculado por la ecuación (5). Una vez que se indica el agrietamiento es necesario un análisis de la sección agrietada. Esto implica la estimación de la penetración potencial de la grieta horizontal en la cara aguas arriba, y el cálculo de la distribución de tensión y los coeficientes de seguridad a deslizamiento a lo largo de la zona no agrietada.

(b) *Método de Análisis Estático.*- Las hipótesis asociadas con el método de análisis estático, en sección agrietada son:

- Distribución lineal a lo largo de una sección horizontal, sin subpresión, entre las caras de aguas arriba y de aguas abajo.
- Una vez que se produce la grieta, la subpresión equivalente a la presión del embalse sobre grieta existe a lo largo de toda la profundidad de ésta. Ésta es una hipótesis conservadora porque si los drenes existen se consideran inoperativos o inefectivos después de que se produce la grieta. Se asume entonces que la subpresión varía linealmente del final de la grieta a la presión del agua en la parte de aguas abajo.
- La grieta penetra hasta el punto de tensión nula. Esto asume que no se permiten tracciones en la rotura por vuelco, esto significa que la longitud no agrietada está completamente en compresión.

Basado en estas hipótesis, las ecuaciones siguientes se han desarrollado para estimar la longitud de la grieta y la tensión resultante en la cara de aguas abajo. Las ecuaciones se

aplican al caso estático general mostrado en la figura 8-8.

$$e' = \frac{\Sigma M}{\Sigma W - \overline{A3}.T} \qquad (8)$$

$$T_1 = 3\left(\frac{T}{2} - e'\right) \qquad (9)$$

$$\overline{B5} = \frac{2\left(\Sigma W - \overline{A3}.T\right)}{T_1} + \overline{A3} \qquad (10)$$

Donde:

e' = excentricidad del diagrama de tensión después de fisurarse que es la distancia desde la resultante de la fuerza normal en la sección horizontal hasta el centro de gravedad de la base a $T/2$;

ΣM = la suma de momentos de todas las fuerzas, ΣW y ΣV en la figura 8-8(A), pero excluyendo la resultante y fuerzas de subpresión que actúan en el plano horizontal;

ΣW = suma de fuerzas verticales, excluyendo subpresión y la resultante de las fuerza;

$\overline{A3}$ = presión del agua en la cara aguas arriba; equivalente a la presión del agua del embalse a la cota en cuestión;

T = espesor de sección;

T_1 = espesor del segmento no agrietado y

$\overline{B5}$ = tensión en la cara de aguas abajo.

Estas ecuaciones pueden obtenerse de examinar la figura 8-8 y viendo que el peso (ΣW) y el momento (ΣM) se resiste por una combinación de la resultante y de la subpresión que actúan en el plano horizontal. En la figura 8-8(D), la forma geométrica definida por *AB43* representa el diagrama de tensiones de subpresión, y el triángulo *B*54 representa el diagrama de presiones que define la fuerza de la resultante. Con el propósito de obtener las ecuaciones (8), (9), y (10), considere sólo la geometría del diagrama combinado de presión. Dado que la distribución de presión representada por el diagrama combinando todas las tensiones están dirigidas hacia arriba, el diagrama puede separarse en el rectángulo A*BB*'3 y triángulo *B*'54. Usando la estática, y separando el diagrama combinado de esta manera, la suma de fuerzas verticales son:

$$\Sigma W - A_{CD} = 0 \qquad (11)$$

donde:

A_{CD} = área del diagrama combinado

$$= \overline{A3}.T + \left(\overline{B5} - \overline{A3}\right)\left(\frac{T_1}{2}\right) \qquad (12)$$

Resolviendo la ecuación (11) con los resultados de *B*5 de la ecuación (10). La suma de momentos sobre el centro de gravedad de la base es:

$$\Sigma M + \left(\overline{A3}.T\right)(0) - \left(\overline{B5} - \overline{A3}\right)\left(\frac{T_1}{2}\right)\left(\frac{T}{2} - \frac{T_1}{3}\right) = 0 \qquad (13)$$

De la figura 8-8(D), puede verse que:

$$e' = \frac{T}{2} - \frac{T_1}{3} \qquad (14)$$

Reestructurando la ecuación (14) se obtiene la ecuación (9). Sustituyendo en la ecuación (13), e' por $(T/2) - (T_1/3)$ y $\overline{B5}$ en la ecuación (10). La expresión resultante despejando e' produce la ecuación (8).

(c) *Método de Análisis. Pseudoestático* – La realización del análisis pseudoestático, de una sección agrietada, tiene un grupo de ecuaciones similar a las de la subdivisión (b) pudiéndose obtener de una manera similar. Sin embargo hay una diferencia mayor, en las hipótesis asociadas con el terremoto en el análisis de deslizamiento. Cuando se desarrolla una fisuración durante un evento de terremoto, se supone que la subpresión dentro de la grieta es cero. Esta suposición se basa en estudios que muestran que la apertura de una grieta durante un evento del terremoto libera las presiones de agua interiores, y el rápido ciclo de abrir y cerrar la grieta no permite penetrar el agua desde el embase ni la presión asociada. Basado en esta hipótesis y las demás hipótesis de la estática, se han desarrollado las

UDHCONECTA.COM

ecuaciones siguientes para el análisis pseudoestático de una sección agrietada con terremoto. Estas ecuaciones aplicadas al caso general se muestran en la figura 8-9.

$$e' = \frac{\Sigma M + M_u}{\Sigma W - \overline{A'4}\,(T_1)} \quad (15)$$

$$\overline{B5} = \frac{2\left[\Sigma W - \left(\overline{A'4}.T_1\right)\right]}{T_1} + \overline{A'4} \quad (16)$$

donde:

e' = excentricidad del diagrama de tensión después de agrietarse que es la distancia de la resultante de la fuerza normal en la sección horizontal hasta el centro de gravedad de base a $T/2$;

$\sum M$ = suma de momentos de todas las fuerzas incluso las fuerzas del terremoto, $\sum W$ y $\sum$V en la figura 8-9(A), pero excluyendo la resultante y la subpresión que actúa en el plano horizontal;

M_u = momento del rectángulo $A'BB'4$ parte del diagrama de presión combinado de la figura 8-9(D);

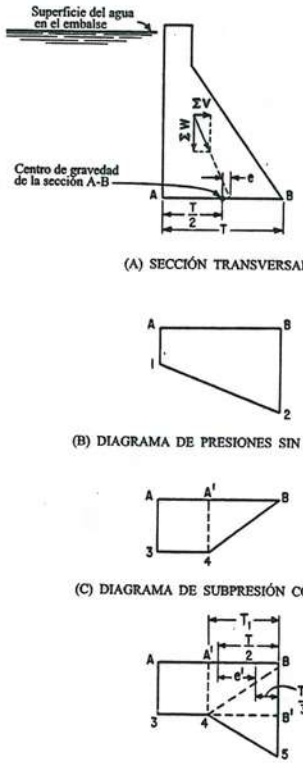
$\sum W$ = suma de fuerzas verticales, excluyendo la subpresión y la resultante de las fuerzas;

$\overline{A'4}$ = subpresión en el final de la grieta, ver figura 8-9(C);

T_1 = espesor del segmento no agrietado; y

$\overline{B5}$ = tensión en la cara de aguas abajo.

La determinación de profundidad de la grieta utilizando las ecuaciones (15) y (16) es un proceso iterativo porque la subpresión que permanece en la parte fisurada depende de la profundidad de la grieta, y la profundidad de la grieta depende de la subpresión. Si la grieta se produce en la cara aguas arriba, el diagrama de presión debe ser como el de la figura 8-9(D). Para una iteración inicial, puede usarse una profundidad de la grieta igual a la mitad del espesor. Los efectos de la subpresión en la sección sin fisura pueden determinarse usando el diagrama de subpresión mostrado en la figura 8-9(C). Este diagrama particular de subpresiones incluye las condiciones de drenaje que se exponen en la sección 8.10. Una vez que se conocen los efectos de la subpresión, la profundidad de la grieta puede determinarse de las ecuaciones (9) y (15). La profundidad calculada de la grieta se compara entonces con la profundidad tanteada. Si no se ha obtenido un grado suficiente de exactitud se supone una nueva profundidad de grieta y el proceso se repite hasta que se obtenga una exactitud satisfactoria.



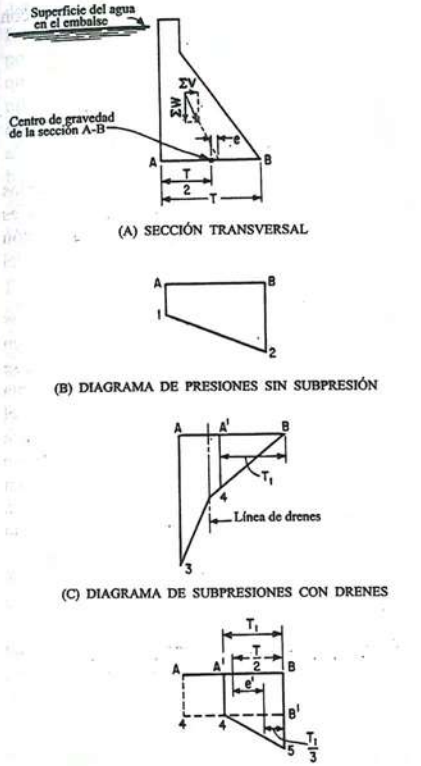
(A) SECCIÓN TRANSVERSAL

(B) DIAGRAMA DE PRESIONES SIN SUBPRESIÓN

(C) DIAGRAMA DE SUBPRESIÓN CON FISURA

(D) DIAGRAMA COMBINADO DE PRESIONES CON FISURA

Figura 8-8.-Diagrama de presiones estáticas a lo largo de la base de una sección horizontal de una presa de gravedad. 103-D-1871.



(A) SECCIÓN TRANSVERSAL

(B) DIAGRAMA DE PRESIONES SIN SUBPRESIÓN

(C) DIAGRAMA DE SUBPRESIONES CON DRENES

(D) DIAGRAMA COMBINADO DE PRESIONES CON FISURA. (EL RECTÁNGULO A'44A REPRESENTA LA PRESIÓN CERO)

Figura 8-9.-Diagrama de presiones seudo-estáticas a lo largo de la base de una sección horizontal de una presa de gravedad. 103-D-1872.

Si la estabilidad y valores de tensión son satisfactorios para la sección agrietada durante el evento del terremoto, también deben verificarse las condiciones estáticas posteriores al terremoto. Los análisis posteriores al terremoto deben incluir la subpresión completa a lo largo de la grieta.

(d) *Método General Iterativo de Análisis.*- En lugar de usar las ecuaciones de las subdivisiones (b) y (c) para el análisis estático y pseudoestátio, puede usarse un método iterativo que produce los mismos resultados. Usando este método, pueden incorporarse rápidamente las variaciones de las condiciones descritas en las figuras 8-8 y 8-9. Este método iterativo permite el análisis de una forma sencilla del mecanismo de la sección agrietada y suministrar una mayor apreciación de los factores que influyen en la propagación de la fisura.

Para iniciar este método iterativo, el comienzo de la fisuración se determina como se explicó previamente. Básicamente, se supone que se forma una fisura cuando la tensión normal vertical en la cara de aguas arriba, calculada de acuerdo con la sección 8.21, es inferior a la tensión mínima calculada por la ecuación (5).

Cuando se inicia la fisura, se estima una profundidad de la grieta y se cambia el centro de gravedad al centro de la parte no fisurada. Se calculan los momentos sobre este centro de gravedad y se suman. Se suman las contribuciones de los momentos de todas las fuerzas, incluso el de la subpresión. La tensión en el extremo de la grieta se calcula usando la ecuación (7) y se debe incluir la subpresión en los términos $\sum W$ y $\sum M$ de la ecuación. El momento de inercia para la ecuación (7) se basa ahora sólo en la longitud no agrietada.

Basándose en la tensión calculada en el final de la grieta, se estima la longitud de la fisura y se ajusta hasta el valor de tensión nula. El proceso se repite hasta que el extremo de la fisura sea el punto de tensión nula.

(e) *Criterio.*- Las secciones de gravedad con grieta requieren que se analice esa tensión y la grieta. El proceso del análisis incluye la determinación de la profundidad de la grieta y la distribución de tensiones resultantes en la longitud no fisurada.

Sin tener en cuenta el método para determinar la profundidad de la grieta, deben ser verificadas la tensión y criterio de estabilidad en la parte no agrietada. La ecuación (6) se usa para calcular la estabilidad al deslizamiento,

UNIVERSITAT DE LLEIDA - BIBLIOTECA ETSEA

UDHCONECTA.COM

pero la cohesión sólo es considerada a lo largo de la longitud no fisurada. La estabilidad al deslizamiento y los valores de la tensión se considera que son satisfactorios si cumplen con lo establecido en la sección 8.19.

G. CUESTIONES ADICIONALES

8.23. Presas en Cimientos Permeables.

El proyecto de presas en cimentaciones permeables (tipo suelo) implica problemas de erosión del material del cimiento, asentamientos, y filtración bajo la estructura. La complejidad de estos problemas varía mucho y depende del tipo, estratificación, permeabilidad, homogeneidad, y otras propiedades de los materiales de la cimentación, así como el tamaño y características de la propia estructura.

El proyecto de presas de gravedad de hormigón de almacenamiento y de derivación de más 9 metros de altura sobre cimientos permeables requiere una extensa investigación de campo y del laboratorio. Este tipo de estructuras están más allá del alcance de este texto, por lo que en cimentaciones permeables se limita a las presas de gravedad de altura neta máxima (nivel del agua aguas arriba, menos nivel del agua aguas abajo) que no sea apreciablemente mayor de 6 metros.

El control de la erosión, la filtración, y la fuerza de subpresión bajo presas construidas en cimentaciones permeables suelen requerir el uso de algunos o todos los dispositivos siguientes:

- Protección aguas arriba, normalmente con pantallas en el extremo de aguas arriba,
- Protección aguas abajo, con pantalla contra erosión en el extremo de aguas abajo, y con o sin filtros y desagües bajo la protección.
- Pantallas, en los extremos aguas arriba o aguas abajo o ambos, con o sin filtros o drenajes bajo la sección.

Puede ponerse una losa (protección) de hormigón aguas arriba de la presa, conjuntamente con una o varias de los distintos tipos de pantallas. La función de la losa es aumentar la longitud del camino de filtración para reducir la subpresión en la zona del cuerpo de la presa.

Las losas de hormigón aguas abajo tienen dos funciones, alargan la longitud de filtración en el cimiento y proporcionan un cuenco dónde se puede disipar con seguridad la energía del agua del aliviadero. La dispersión de energía en el hormigón ayuda a prevenir la erosión peligrosa en el pie de la presa. Donde no es factible construir una losa de hormigón suficientemente larga como para evitar la erosión se puede completar la protección poniendo escollera aguas abajo de la losa.
Pueden construirse pantallas abajo de las losas o debajo de la propia presa para prevenir o reducir la filtración. Las pantallas se pueden construir con varios métodos; estos incluyen los muros de hormigón, tablestacas de acero, los suelos impermeables compactados en zanja, y pantallas de lechada de cemento.

Las pantallas de lechada de cemento (sec. 6.10(e)) se forman solapando columnas formadas por una mezcla de cemento y el material de la cimentación permeable. Las columnas se hacen "in situ" y se forman por medio de inyección de lechada o técnicas similares.

La pantalla de hormigón es probablemente el mejor tipo de pantalla para evitar la filtración y es la más usada. Además de actuar como una pantalla, puede diseñarse para contribuir substancialmente a la estabilidad (resistencia al deslizamiento) de la presa cuando se sitúa debajo de la estructura de la presa.

La reducción de la subpresión debajo de la losa aguas abajo o el pie de aguas abajo de la presa

debe de acompañarse de tuberías de drenaje. Los drenes son a menudo de PVC (cloruro de polivinilo) situados en un material graduado que actúa como filtro. Se pueden perforar con tubería cerrada o con las juntas abiertas. Los desagües pueden localizarse en el pie de aguas abajo de la presa, en los lugares seleccionados bajo la losa de aguas abajo, e inmediatamente aguas arriba de la pantalla de aguas abajo.

Los agujeros de drenaje se usan normalmente para reducir la subpresión de las losas y la presión excesiva detrás de los muros. Es importante que se seleccione con cuidado la graduación de los materiales del filtro utilizados junto a los agujeros de drenaje, respecto a la graduación de los materiales de la cimentación para prevenir el sifonamiento, ver sección 6.10(i).

8.24. Detalle de Diseño y Proyecto.

(a) *Secciones sin Aliviadero.*- La cota de coronación de la sección de una presa sin aliviadero se debe definir asumiendo un resguardo suficiente sobre la altura de la superficie máxima del agua en el embalse. El resguardo debe ser suficiente para permitir la altura de la ola máxima, como se indica en la tabla 6-7. Aunque sólo la mitad de la altura de la ola está por encima del nivel de agua medio, habitualmente se utiliza la altura total para permitir la rotura de la ola en el paramento de la presa. Se recomienda un resguardo mínimo de 0,90 m (3 pies) para la mayor parte de las presas pequeñas de hormigón.

La anchura de la coronación está determinada por condicionantes tales como las condiciones climáticas, la necesidad de circular por la presa y para el acceso al mecanismo de operación de la compuerta. Se recomienda una anchura de la coronación no inferior a 1,2 m (4 pies).

La anchura de la base y el talud de la superficie de aguas abajo deben determinarse por un análisis de estabilidad. El método habitual es suponer que la sección aguas abajo tiene la pendiente 0,70:1,0 aproximadamente (horizontal : vertical) y cortándose en vertical con el paramento de aguas arriba en la coronación de la presa. La sección supuesta se analiza y se modifica hasta que reúna los requisitos de estabilidad. Si la presa es estable sobre su cimiento y sobre una sección en donde hay una discontinuidad en la pendiente del paramento de aguas arriba o aguas abajo, el resto de la presa entre cualquiera de estas secciones es estable y no requiere análisis.

Los cambios bruscos de la pendiente en cualquier paramento de la presa pueden causar concentraciones de tensión inaceptables y deben evitarse siempre que sea posible. La habitual intersección en la proximidad de la coronación, formada por la vertical y la pendiente del talud aguas abajo, se reemplaza por un acuerdo circular tangente a cada cara. Los acuerdos de tamaño normal reducen eficazmente las concentraciones de tensión, sobre todo durante los terremotos. Así mismo, minimizar las masas próximas a la coronación ayuda a reducir los efectos de inercia.

(b) *Secciones con Aliviadero.*-En general, el método para determinar la estabilidad de presas con aliviadero es el mismo que para presas sin aliviadero; sin embargo, algunas consideraciones adicionales contribuyen al diseño de secciones con aliviadero. El perfil del labio del aliviadero, el perfil del paramento aguas abajo y la disipación de energía se analizan con detalle en el capítulo 9. Es habitual diseñar una junta para reducir la longitudinal del pie aguas abajo, como se muestra en la figura 8-3, y entonces sólo se usa esa parte de la presa, aguas arriba de la junta, en los cálculos de estabilidad.

La junta constructiva puede omitirse en los casos donde el dispositivo disipador se extiende sólo a una distancia corta del pie aguas abajo y es bastante extenso. Entonces la estructura de aguas abajo del pie puede ser incluida en el análisis de estabilidad y se refuerza con él y la presa de gravedad actuará como una unidad. Bajo ciertas condiciones, una losa aguas arriba conectada como refuerzo a la cara de aguas arriba de la presa puede ser

UDHCONECTA.COM

la solución más barata para asegurar la estabilidad.

Las presas de control de inundación que utilizan compuertas en la coronación introducen un problema adicional. Las fuerzas que actúan en estas estructuras pueden producir tensiones en la parte superior de la presa que requerirá un refuerzo adecuado.

(c) *Juntas de Contracción.*- Si el hormigón convencional colocado en una presa es sensiblemente más largo de 15 m (50 pies), es necesario dividir la estructura en bloques para proporcionar juntas constructivas transversales. El espaciado de las juntas se determina por la capacidad del equipo de fabricación utilizado y las consideraciones de cambios volumétricos causados por la retracción y variación de temperatura. Las posibilidades de agrietamiento perjudicial pueden ser reducidas de forma importante con selección apropiada del tipo de cemento y con el control cuidadoso de los sistemas de amasado y colocación (ver apéndice F). En la construcción de presas de hormigón, en condiciones habituales, es normalmente suficiente la colocación de juntas de contracción cada 15 m (50 pies). Donde las condiciones de la cimentación son tales que pueden existir asentamientos diferenciales o desplazamientos entre bloques adyacentes, deben construirse llaves de cortante en las juntas de contracción. Estas pueden hacerse verticalmente, horizontalmente, o en una combinación de ambas, dependiendo de la dirección del desplazamiento esperado. La filtración a través de las juntas de contracción se controla con las juntas de estanqueidad embebidas, hechas habitualmente de PVC.

H. MÉTODOS DE CÁLCULO CON ORDENADOR

8.25. Generalidades.

El Bureau of Reclamatión usa actualmente varios modelos de elementos finitos y otros programas de ordenador para el cálculo de tensión en presas y cimientos así como estudios de transmisión de calor en presas y filtración en cimentación. Algunos de los programas se están comenzando a utilizar ahora y sus aplicaciones y descripciones se incluyen a continuación. Estos programas se mencionan principalmente con fines informativos.

ADINA es un programa de elementos finitos para el cálculo estático y dinámico no-lineal incremental y automático [9].

SAPIV es un programa de elementos finitos para el cálculo estático y dinámico de sistemas lineales [10].

EADHI es un programa de elementos finitos para análisis sísmico de presas de gravedad incluyendo la interacción hidrodinámica [11].

EAGD-84 es la mejora, a EADHI que considera también la acumulación de sedimentos en el fondo del embalse [4].

HEATFL es un programa general de elementos finitos bidimensional para calcular la distribución de temperaturas estáticas o en función del tiempo en el interior de la sección de la presa [12].

IRMCT calcula el valor medio de temperaturas en la masa del hormigón con o sin la radiación solar [13].

DRAIN2D es un programa de elementos finitos bidimensional para resolver problemas de filtración confinados o no confinados [14]

I. BIBLIOGRAFÍA

8.26. Bibliografía.

[1] *Design of Gravity Dams*, Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1976.

[2] Townsend, C. L., *Control of Cracking in Mass Concrete Structures*, Bureau of Reclamation, Engineering Monograph No. 34, rev. reprint, May 1981.

[3] Monfore, G. E., and F. W. Taylor, "The Problem of an Expanding Ice Sheet," Bureau of Reclamation Technical Memorandum, March 18, 1948.

[4] Chopra, A. K., and G. Fenves, "EAGD-84-A Computer Program for Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams," Report No. UCB-EERC-84/11, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, August 1984.

[5] Zangar, C. N., "Hydrodynamic Pressures on Dams due to Horizontal Earthquake Effects," Bureau of Reclamation, Engineering Monograph No. 11, May 1952.

[6] Bieniawski, Z. T., "Determining Rock Mass Deformability: Experience from Case Histories," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech.*, abstract, vol. 15, pp. 237, 247, printed in Great Britain, Pergamon Press, 1978.

[7] Heuze, F. E., "Scale Effects in the Determination of Rock Mass Strength and Deformability," *Rock Mechanics* 12, pp. 167-192, 1980.

[8] Coon, R. F., and A. H. Merritt, "Predicting In Situ Modulus of Deformation Using Rock Quality Indexes," Determination of the In Situ Modulus of Deformation of Rock, ASTM STP 477, pp. 154-173, 1970.

[9] Bathe, K. J., "ADINA-A Finite Element Program for Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis," Massachusetts Institute of Technology, 1975 (rev. 1978).

[10] Bathe, K. J., E. L. Wilson, and F. E. Peterson, "SAPIV- A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Linear Systems," Report No. EERC 73-11, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, 1974.

[11] Chakrabarti, P., and A. K. Chopra, "EADHI--A Computer Program for Earthquake Analysis of Gravity Dams Including Hydrodynamic Interaction," Report No. EERC 73-7, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA 1973.

[12] Wilson, E. L., and R. E. Nickell, "Application of the Finite Element Method to Heat Conduction Analysis," *Nuclear Engineering and Design*, North-Holland Publishing Company, Amsterdam, 1966.

[13] Ingram, D. E., "Program Description-IRMCT," Bureau of Reclamation, Denver, CO, April 1973.

[14] Tracy, F. T., "A Plane and Axisymmetric Finite Element Program for Steady-State and Transient Seepage Problems," U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, May 1973.

UDHCONECTA.COM

Capítulo 9.
Aliviaderos

A. GENERALIDADES

9.1. *Función.*

En las presas de embalse los aliviaderos permiten evacuar el agua sobrante o el agua de las avenidas que no cabe en el volumen de almacenamiento disponible. En las presas de derivación permiten desviar el caudal excedente del deseado que entre en el sistema de derivación. Normalmente, el caudal excedente se toma de la parte alta del embalse y se lleva de nuevo mediante un canal artificial al río o al curso natural del agua. La figura 9-1 muestra un pequeño vertedero en funcionamiento. No es necesario subrayar la importancia del aliviadero; muchas roturas de presas han sido debidas a un diseño incorrecto de los aliviaderos o a la falta de capacidad de los mismos. En presas de tierra o de escollera es de capital importancia que la capacidad de desagüe del aliviadero sea amplia, ya que podrían destruirse si son rebasadas por el agua; por el contrario, las presas de hormigón pueden resistir un pequeño vertido por coronación. Normalmente el incremento en coste no es directamente proporcional a la capacidad. El coste de un aliviadero de gran capacidad suele ser solamente algo superior al de otro demasiado pequeño.

Además de desaguar un caudal suficiente, el aliviadero debe de ser adecuado, tanto desde el punto de vista hidráulico como del estructural y tiene que estar situado de forma que el agua vertida no produzca erosiones en el pie de la presa. Las superficies en contacto con el agua deben ser resistentes a la erosión que puede producirse por efecto de las grandes velocidades que se originan por la diferencia de altura. Generalmente se necesita algún elemento especial al pie del aliviadero para disipar la energía.

La frecuencia de funcionamiento del vertedero debería ser determinada por las características de escorrentía de la cuenca, las cuales incluyen la naturaleza del aprovechamiento. Usualmente los caudales normales del río son almacenados en el embalse, derivados por dispositivos de toma o evacuados a través de los desagües, por lo que el aliviadero no tiene necesidad de funcionar. Sin embargo, se producen vertidos por el aliviadero cuando hay avenidas o periodos largos de grandes escorrentías, y los otros elementos de evacuación se saturan. Cuando se ha previsto una gran capacidad de embalse o cuando se dispone de elementos de desagüe y derivación de gran capacidad, los aliviaderos requieren muy poco uso. En cambio, en las presas de derivación, donde el volumen de almacenamiento es limitado y el caudal derivado es relativamente pequeño con relación al caudal del río, el aliviadero se utiliza casi constantemente.

9.2. *Elección del Caudal de Proyecto.*

a) *Consideraciones generales.*-Una avenida extraordinaria en un cauce sin obstrucciones, se considera un fenómeno natural del que no es responsable ningún individuo o colectividad. Sin embargo, cuando se obstruido el cauce, los promotores del proyecto deben asegurar que no se aumentan apreciablemente los riesgos a los intereses de aguas abajo, o bien responsabilizarse de los daños que se puedan ocasionar debido a la explotación o rotura de las estructuras. También deben de ser considerados los costes de la estructura y la pérdida del servicio e ingresos del proyecto.

UDHCONECTA.COM

Si sólo se pone en peligro la estructura, los promotores de muchos proyectos preferirían correr el riesgo de una avenida extremadamente improbable, que incurrir en los costes necesarios para obtener una seguridad completa. Sin embargo, cuando el riesgo afecta a intereses aguas abajo, los cuales incluyen posibles daños materiales y pérdida de vidas humanas, se requiere una actitud más conservadora en la elección del Caudal de Avenida de Diseño, CAD. (Inflow Design Flood, IDF). La valoración de las posibles pérdidas no debe hacerse teniendo en cuenta únicamente la situación actual, sino que debe estimarse el desarrollo probable en el futuro de los terrenos situados en la llanura de inundación aguas abajo, el aumento de fincas, fábricas, construcción de nuevas carreteras y puentes, etc., así como el posible crecimiento demográfico y el riesgo de vidas humanas que podría producirse en el caso de la rotura de la presa.

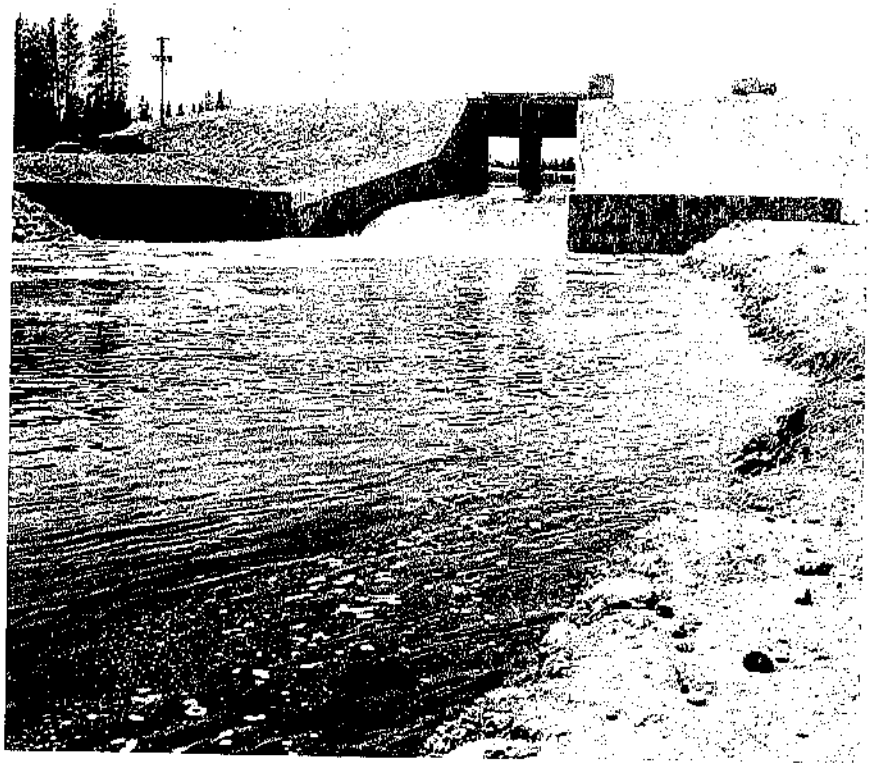


Figura 9.1.-Aliviadero en servicio con una pequeña altura de caída de la presa Shadow Mountain, en el río Colorado, U.S.A. 288-D-2841.

Las presas situadas sobre los ríos principales con un gran potencial de escorrentía deberían de ser clasificadas, sin lugar a dudas, como presas de alto riesgo. En tales aprovechamientos deben de utilizarse criterios de diseño conservadores, porque la rotura puede llevar pareja la pérdida de vidas o daños materiales en proporciones desastrosas. Por otro lado, las pequeñas presas construidas en cauces aislados en áreas rurales donde la posible rotura nunca ocasionaría pérdidas humanas ni daños materiales superiores a la capacidad económica del promotor pueden ser clasificadas como de poco riesgo. En este caso, los criterios de diseño pueden ser menos conservadores. Sin embargo, ha habido numerosos casos en los que la rotura de una pequeña presa con una pequeña capacidad de embalse ha ocasionado pérdidas de vidas y graves pérdidas materiales. Por ello, la mayoría de las pequeñas presas requieren un diseño conservador, principalmente para evitar que el fallo pueda poner en peligro vidas humanas.

b) *Hidrogramas del Caudal de Avenida de Diseño.* En el capítulo 3, Estudios Hidrológicos de Avenidas, se analiza la determinación de hidrogramas de avenida que pueden ser utilizados como caudales de avenida de diseño. El procedimiento presentado proporciona el desarrollo de la máxima avenida probable y el de caudales de frecuencia específica.

La determinación de la AMP (Avenida Máxima Probable) está basada en la probabilidad de ocurrencia simultánea de máximos de varios elementos o condiciones que puedan contribuir a la avenida. Dicha avenida es la mayor que razonablemente puede esperarse y se acepta habitualmente como el caudal de avenida de diseño para presas cuyo fallo produciría incremento en el peligro a la vida humana.

Para una menor estructura con almacenamiento importante donde es posible anticipar el fallo durante la vida útil del proyecto, la avenida en el rango de probabilidad 1 en 50 a la probabilidad de 1 en 200 de ser igualada o excedida, puede ser utilizada como la CAD. Un comentario de estos caudales y su cálculo se incluyó en la sección 3.12. Estimaciones de avenida de esta magnitud se necesitan para establecer la capacidad de servicio del aliviadero principal en los casos en que se pueda poner en servicio un aliviadero auxiliar que sirva para incrementar el aliviadero principal.

9.3. *Relación entre la capacidad del aliviadero y el volumen de regulación de avenidas.*

El régimen del río suele representarse por medio del hidrograma, o gráfico de caudal en función del tiempo. En la figura 9-2 se representa un hidrograma típico de la escorrentía de una tormenta. En esta curva A se puede leer el caudal que entra en el embalse en cualquier momento y la punta instantánea. El área encerrada por la curva es el volumen de agua que ha entrado en un período de tiempo, ya que representa el producto de los caudales por los tiempos.

Cuando la misión de una presa no sea embalsar el agua, el aliviadero debe tener capacidad suficiente para evacuar la punta de la avenida; en ese caso, lo más importante es conocer el valor del pico de la avenida y mucho menos importante el volumen total. Sin embargo, en aquellos lugares en los que elevando la presa pueda conseguirse almacenar un gran volumen por encima del nivel normal del embalse, lo cual puede ser económico, se puede almacenar temporalmente gran parte del volumen de avenidas y por consiguiente reducir la capacidad del aliviadero. Si la presa se puede construir lo suficientemente alta para almacenar el volumen de avenidas además del volumen normal, no resulta teóricamente necesario disponer un aliviadero salvo en caso de emergencia, supuesto naturalmente, que la capacidad de los desagües sea la suficiente para evacuar la sobrecarga antes de que se pueda presentar una segunda riada. En este caso el máximo nivel del embalse dependerá exclusivamente del volumen de la avenida,

UDHCONECTA.COM

careciendo de influencia la forma del hidrograma. Desde un punto de vista práctico, sin embargo, son muy raros los casos en que se puede laminar una avenida embalsando todo su volumen. Únicamente en presas que no están en cauces de ríos, como son las alimentadas por un trasvase y con una pequeña cuenca propia.

En muchos proyectos de embalse, será necesaria la utilización de un volumen de resguardo por consideraciones económicas. Para determinar el conjunto presa-aliviadero más económico se tiene que estudiar la propagación de la avenida en el embalse para deducir cuál es la relación más económica entre la capacidad del aliviadero y el volumen embalsable por encima del nivel normal. Sin embargo, aunque se hagan estos estudios, también deben de estudiarse las dimensiones mínimas del aliviadero compatibles con la seguridad. Los hidrogramas de avenidas de proyecto se han obtenido por los métodos dados en el capítulo 3. En muchos lugares es posible estimar el límite máximo o las avenidas máximas probables mediante la combinación de lluvia severa, lluvia sobre nieve y escorrentía exclusivamente debida al deshielo. En esos casos los hidrogramas de las avenidas máximas probables deben de ser hallados por el ingeniero hidrólogo para que el diseñador pueda comprobar cada alternativa de diseño. Estas comprobaciones permiten asegurar que el diseño elegido se comportará satisfactoriamente frente a la avenida más crítica.

9.4. *Efecto regulador del embalse.*

La acumulación de agua en un embalse depende de la diferencia entre los caudales que entran y salen. Para un intervalo de tiempo Δt esta relación puede expresarse por medio de la ecuación:

$$\Delta S = Q_i\,\Delta t - Q_o\,\Delta t \qquad (1)$$

en donde:

ΔS =Volumen acumulado en intervalo Δt.

Q_i = Caudal medio que entra en el embalse durante el intervalo Δt.

Q_o = Caudal medio que sale del embalse durante el intervalo Δt.

La relación entre el caudal afluente y el tiempo se representa por medio del hidrograma de la avenida de proyecto. El caudal que sale se relaciona, por medio de una curva, con el nivel del agua en el embalse. Por otra parte, también se dispone de la curva, volúmenes embalsados-niveles de agua. Para los estudios de laminación el hidrograma de la avenida de proyecto es invariable una vez determinada ésta, así como la capacidad del embalse también lo es para un emplazamiento determinado. En cambio, la curva de caudales de salida puede variar, porque depende de las dimensiones y tipo del aliviadero y también de la forma de operar el aliviadero (y los desagües en algunos casos) para regular el caudal evacuado.

La capacidad de descarga de un aliviadero depende de sus dispositivos de control. En un aliviadero simple, el caudal variará con la altura de la lámina de agua sobre la coronación, y el volumen de regulación del embalse aumenta al aumentar el caudal de desagüe. Por el contrario, en un aliviadero de compuertas se puede hacer variar el caudal para una misma altura de agua en el embalse accionando las compuertas; por ejemplo, se puede crear la norma de explotación que cuando las compuertas estén completamente abiertas se iguale el caudal entrante con el saliente, o que se abran las compuertas más despacio para dejar que se acumule un cierto volumen antes de abrirlas completamente.

La evacuación de avenidas no queda necesariamente circunscrita al aliviadero, sino que se puede recurrir a los desagües de fondo. En tal caso, debe de establecerse la relación entre el tamaño, el tipo y las reglas de operación del aliviadero y los desagües, con el volumen almacenado o el caudal de entrada para establecer la curva cota del embalse-caudal de salida.

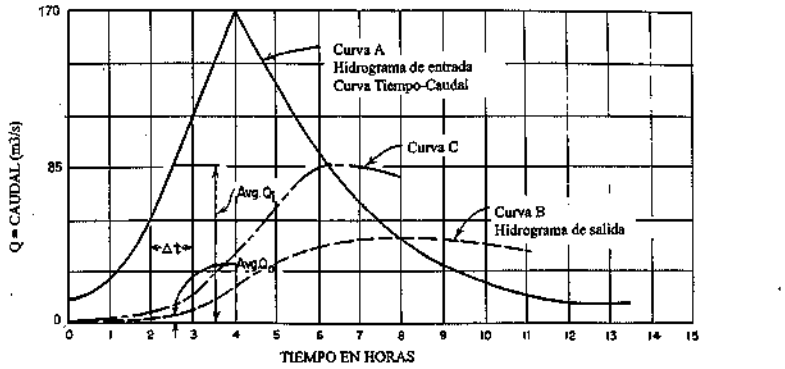


Figura 9-2.--Hidrogramas de entrada y salida. 288-D-2399.

Si pueden obtenerse las ecuaciones de la curva de la avenida de proyecto (CAD), las de descarga por el aliviadero (que pueden ser modificadas por las reglas de operación) y las de la curva del volumen del embalse, se podría obtener por integración la solución del problema de regulación. Sin embargo, normalmente estas no son expresables por una ecuación matemática elemental y por ello tal solución no es práctica. Se han utilizado muchos procedimientos para resolver este problema y cada uno tiene sus ventajas y sus inconvenientes. Estos procedimientos varían desde los estrictamente matemáticos hasta los completamente gráficos.

Se han desarrollado programas de ordenador para resolver este problema, los cuales pueden conseguirse con facilidad. En este texto, por razones de simplicidad, se ilustra el método tabular aritmético de tanteos (prueba y error).

La tabla 9-1 es un ejemplo de cálculo con los datos indicados en las figuras 9-2, 9-3 y 9-4. Estos datos son los indispensables independientemente del método utilizado. Son los siguientes:

- Hidrograma de avenida (caudales-tiempo), figura 9-2
- Curva de capacidad del embalse (volumen almacenado-cota del agua en el embalse), figura 9-3.
- Curva de caudales evacuados (caudales-cota del agua en el embalse), figura 9-4.

El procedimiento de cálculo empleado en la tabla 9-1 consta de los siguientes pasos:

1. Escoger un intervalo de tiempo Δt; para la columna (2).

2. Obtener los valores de la columna (3) del hidrograma de entrada, figura 9-2.

3. La columna (4) representa el caudal medio de entrada para el Δt en metros cúbicos por segundo.

4. Obtener la columna (5) convirtiendo los valores de la columna (4) en metros cúbicos por segundo por Δt a metros cúbicos.

5. Asumiendo como primera estimación que la superficie del agua es la de la columna (6), se determina el caudal de salida de la figura 9-4 y se completa la columna (7).

6. Hallar la media entre el caudal desaguado determinado en el paso 5, con el caudal vertido al principio del período. Con esta media se rellena la columna (8).

UDHCONECTA.COM

Tabla 9-1. Cálculos de laminación de avenida

(1) Tiempo t, horas	(2) Δ t horas	(3) Entrada en el tiempo t, m^3/s	(4) Q entrada medio en m^3/s	(5) Entrada en m^3	(6) Tanteo cota embalse en m	(7) Salida en el tiempo t, m^3/s	(8) Q salida en m^3/s	(9) Salida en m^3	(10) Variación volumen en m^3/s	(11) Volumen total m^3/s	(12) Cota embalse final de Δt en m	(13) Notas
0		11.3				0				1295200	91.54	
	1		17.0	6100	91.49	0.76	0.4	1360	59800	1356800	91.54	Alta
1		22.7			91.54	1.60	1.3	4200	56900	1356800	91.54	Bien
	1		39.6	143000	91.70	4.1	2.9	10300	132400	1497400	91.74	Alta
2		56.6			91.74	4.8	4.5	16100	126600	1496200	91.74	Bien
	1		85.0	308000	92.14	8.5	5.4	19700	288600	1784900	92.08	Baja
3		113.3			92.08	7.4	4.8	17300	291100	1787300	92.08	Bien
	1		141.6	509700	92.63	20.1	13.7	49300	465000	2252300	92.60	Baja
4		169.9			92.60	19.5	13.5	49300	465000	2252300	92.60	Bien
	1		151.5	545400	93.15	30.0	19.1	90000	460900	2712400	93.06	Alta
5		133.1			93.06	32.8	26.2	95000	455100	2707500	93.06	Bien
	1		113.3	407800	93.36	42.5	53.8	136900	273800	2981300	93.33	Baja
6		93.5			93.33	41.6	37.2	135700	275100	2982600	93.33	Bien
	1		80.7	290500	93.45	45.6	43.6	157900	135700	3118200	93.45	Bien
7		68.0										
	1		56.6	203900	93.48	46.7	46.2	167800	38200	3156500	93.48	Bien
8		45.3										
	1		38.2	137600	93.45	45.6	46.2	167800	-29600	3126900	93.45	Bien
9		31.2										
	2		22.7	164100	93.27	39.6	42.6	309600	-145600	2981300	93.30	Alta
11		14.2			93.30	40.5	43.0	312100	-148000	2978900	93.30	Bien

7. La columna (9) se obtiene a partir de la (8) pasando de caudal a volumen. (pasar metros cúbicos por segundo multiplicados por Δt a metros cúbicos, tal y como se hizo en el paso 4.

8. Columna (10) = columna (5)- columna (9).

9. El valor inicial de la columna (11) representa el volumen que estaba embalsado al empezar el cálculo. Los valores siguientes se obtienen añadiendo los valores de ΔS (columna (10)) a los valores precedentes de la columna (11).

10. Hallar la cota del nivel del agua del embalse de la columna (12) entrando en la figura 9-3 con los valores de la columna (11).

11. Comparar la cota del agua obtenida en la columna (12) con la estimada en la columna (6). Si su diferencia supera al grado de aproximación deseado (por ejemplo 3 cm.), se repite el cálculo, y así sucesivamente, hasta que el resultado está dentro del grado de precisión deseada.

La curva de desembalse resultante del cálculo anterior (cauda! de diseño correspondiente a la tabla 9-1), se ha representado en la figura 9-2 (curva B). La superficie encerrada por la curva A representa el volumen de aportaciones, y el área limitada por la curva B representa el volumen desembalsado. De aquí se deduce que el área encerrada entre ambas curvas es el volumen de regulación. Por lo tanto, se puede comprobar el cálculo realizado en la tabla 9-1 midiendo el área en el gráfico.

Un procedimiento aproximado para obtener la relación que existe entre las dimensiones del vertedero y el volumen de regulación, sin necesidad de realizar el cálculo anterior, consiste en suponer una curva de desembalse aproximada, y medir el área encerrada entre ella y la curva del hidrograma de entrada. Por ejemplo, si se desea obtener el volumen de regulación correspondiente a los datos de la figura 9-2, donde se ha previsto un aliviadero capaz de desaguar 85 metros cúbicos por segundo (3000 pies cúbicos por segundo), se dibuja una curva aproximada, por ejemplo la C, y se mide el área limitada entre las curvas A y C, por procedimientos gráficos. La curva C se dibuja obligando que tenga su máximo, que corresponde a 85 m^3/s, en el punto en que se corta con la curva A. El volumen representado por el área encerrada por las dos curvas, indica aproximadamente el volumen de regulación necesario para la capacidad de aliviadero supuesta.

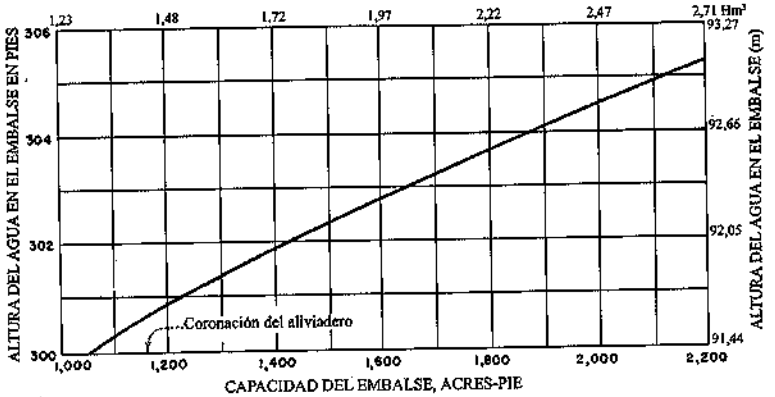


Figura 9.3.-Curva de capacidad de embalse. 288-D-2400.

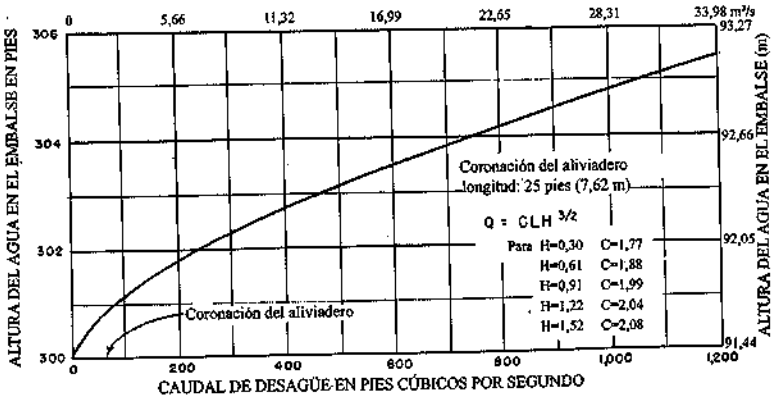


Figura 9.4.-Curva de alturas-desagüe de aliviadero. 288-D-2401.

UDHCONECTA.COM

9.5. *Elección del tamaño y tipo del aliviadero.*

a) *Consideraciones generales.*-Para la determinación de la combinación óptima del volumen de embalse y la capacidad del aliviadero necesario para el caudal de proyecto, hay que tener en cuenta todos los factores hidrológicos, hidráulicos, de diseño, de coste y daños posibles. En un estudio de este tipo, y siempre que sea posible, deberán considerarse factores tales como: (1) Características del hidrograma de la avenida de proyecto. (2) Daños que se producirían por la avenida, si no existiera la presa. (3) Daños que se producirían por esa avenida, si existiera la presa. (4) Daños que se producirían en el caso de rotura de la presa o el aliviadero. (5) Incremento o disminución de los daños aguas arriba y aguas abajo de la presa, para distintas combinaciones de presa y aliviadero (hallado por medio de las correspondientes curvas de remanso). (6) El incremento de coste al ir incrementando la capacidad de los aliviaderos. (7) El uso de desagües combinados que tengan más de una función (por ejemplo, controlar desembalses y controlar o permitir el paso de avenidas). El paso de parte de la avenida de proyecto por desagüe puede permitirse, a no ser que se considere que el desagüe puede no estar disponible en el momento de la misma.

Las características de desagüe de un aliviadero dependen de los dispositivos empleados para su control. Estos dispositivos pueden ser un vertedero de superficie libre, un orificio o una tubería. Estos dispositivos pueden estar sin regulación o con ella, equipándose en este último caso con compuertas o válvulas para regular el caudal de salida.

Una vez elegido el tipo de aliviadero y sus dimensiones, hay que calcular el máximo caudal de desagüe y el máximo nivel del agua en el embalse por medio del cálculo mostrado en la sección anterior (tránsito del caudal). Los otros componentes del aliviadero pueden entonces ser determinados para que éste tenga la capacidad necesaria y esté acorde con las condiciones específicas en donde esté situado, de esta forma, se completará la definición del aliviadero. Debe de calcularse el coste del aliviadero y de la presa. El cálculo del coste de distintas combinaciones de capacidades de un mismo aliviadero y alturas de presa, repitiéndose para distintos tipos de aliviaderos, permite la elección del tipo de aliviadero más económico y la optimización de la relación entre la capacidad del aliviadero y la altura de la presa. Las figuras 9-5 y 9-6 ilustran los resultados de dicho estudio. Las relaciones entre la capacidad del aliviadero y el nivel máximo del embalse se obtienen mediante el cálculo de regulación y se representan en la figura 9-5 para dos aliviaderos. La figura 9-6 ilustra los costes comparados de distintas combinaciones de vertederos y presa e indica la combinación que tiene el coste total mínimo.

Para llevar a cabo un estudio como el indicado, hay que realizar muchos cálculos de regulación, proyectos de aliviaderos y presupuestos de aliviaderos y presas. Incluso entonces, el estudio no es necesariamente completo porque todavía se podrían considerar muchos otros tipos de aliviaderos. En grandes presas puede ser necesario un estudio exhaustivo para determinar la alternativa óptima y los costes mínimos, sin embargo, no es justificable en el proyecto de las pequeñas. Se necesita la decisión de un proyectista para que estudie solamente aquellas alternativas que presenten ventajas definidas, ya sea en coste o en adaptabilidad. Por ejemplo, aunque un aliviadero provisto de compuertas pueda ser algo más económico que otro de caída libre, puede ser preferible la segunda solución por su construcción menos complicada, no tener problemas de operación, poder funcionar sin necesidad de un vigilante y menores costes de mantenimiento.

b) *Combinación de aliviadero principal y auxiliares.*- Si las condiciones del emplazamiento son favorables, debe considerarse la posibilidad de obtener ventajas económicas utilizando un aliviadero auxiliar junto con otro principal de menor tamaño. En

estos casos el aliviadero principal deberá proyectarse para que pueda evacuar las avenidas ordinarias, y el auxiliar funcionará solamente con avenidas de menor frecuencia. En algunos casos los desagües de fondo pueden ser suficientemente grandes como para poder ser utilizados como aliviadero principal. La existencia de una depresión en las márgenes del embalse, que conduzca a un barranco, o un estribo de pendiente suave en donde se pueda excavar un canal suficientemente alejado de la presa para evitar la posibilidad de causar daños a ésta o a cualquier otra estructura auxiliar, son condiciones favorables a la adopción de un aliviadero auxiliar.

Dado que su uso no es tan frecuente, no es necesario proyectar los aliviaderos auxiliares con el mismo grado de seguridad exigido para las restantes estructuras, pero la sección de control de aliviadero debe proyectarse con garantía suficiente, porque su rotura podría producir grandes avenidas. Por ejemplo, en el canal de un aliviadero auxiliar excavado en roca sana, puede suprimirse el revestimiento de hormigón. Si el canal está excavado en terreno menos consistente, puede ser necesario revestirlo y terminarlo por encima de la cota del río con un trampolín, mejor que extenderlo hasta un cuenco amortiguador al nivel del río. El proyecto de los aliviaderos auxiliares se basa frecuentemente en la premisa de que son tolerables algunos daños en la estructura por el paso de avenidas poco frecuentes. Pueden tolerarse también pequeños daños producidos por arrastres en un canal no revestido, por erosión y socavamiento en el extremo de aguas abajo del canal, e incluso la formación de un cuenco socavado aguas abajo del aliviadero.

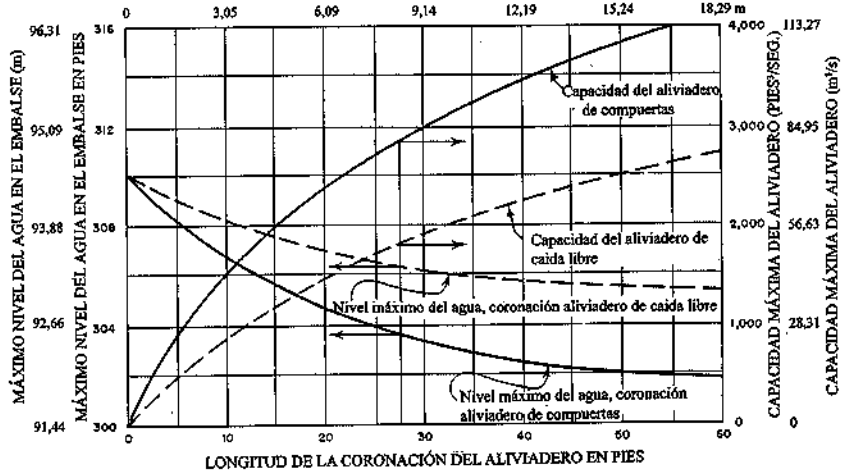


Figura 9.5.Relación entre el desagüe del aliviadero y el volumen de regulación. 288-D-2402.

Se puede proyectar un aliviadero auxiliar con coronación libre, pero también puede ser provisto de ataguías o compuertas para incrementar la capacidad sin necesidad de aumentar la altura de carga. Los diques fusibles proyectados con el fin de que se rompan y sean arrastrados cuando les pasa el agua por encima, sustituyen muchas veces algunas o a todas las compuertas. Su ventaja sobre las compuertas, si están adecuadamente

UDHCONECTA.COM

diseñados, consiste en que se rompen automáticamente cuando el agua los rebasa, además son más baratos de instalación y conservación. Dado que la rotura sólo se produce cuando son rebasados por avenidas poco frecuentes, el coste de reconstrucción es demasiado problemático para evaluarlo. Dividiendo el dique en secciones cortas, de distintas alturas, de tal manera que no sean rebasadas simultáneamente, se puede dar salida a pequeñas avenidas sufriendo solamente la rotura de una o algunas secciones, de forma que la rotura total sólo ocurre con la máxima avenida probable. Incluso en este caso la rotura sucesiva de cada una de las secciones disminuye la onda de avenida, que se produciría con una rotura simultánea (ver [1][11]).

La figura 9-7 muestra la planta general y las secciones del aliviadero principal y un aliviadero auxiliar. La figura 9-8 es una fotografía aérea que muestra este aliviadero principal, que consiste en un cuenco de vertido lateral, un conducto cubierto a través de la presa, una caída de derivación revestida de hormigón, y un cuenco amortiguador en donde se produce el resalto hidráulico. La figura 9-9 es una fotografía aérea que muestra el gran aliviadero auxiliar con un dique fusible (en la parte superior de la figura) y el canal del aliviadero principal. Obsérvese la caseta de los mecanismos de control y el canal de desagüe que evacua en el cuenco amortiguador.

El canal del aliviadero auxiliar indicado anteriormente fue excavado en una arenisca blanda muy poco resistente a la erosión. Para disminuir los efectos de la posible erosión, se dio muy poca pendiente a la solera del canal, para conseguir que la velocidad del agua fuese baja. La erosión podría empezar en el extremo de aguas abajo y progresar lentamente hacia aguas arriba. La estructura de control consiste en una sección recubierta de hormigón; el trampolín y el rastrillo de aguas abajo se disponen para impedir que la erosión continúe hacia aguas arriba. Los muros de división y los diques fusibles de alturas variables aseguran la rotura progresiva. Las dos secciones más cercanas a la presa son las más altas y por lo tanto son las últimas que deben ser sobrepasadas. Esto se hizo así con el fin de mantener la corriente lejos de la presa y también para conseguir mayor longitud en el canal de desagüe, en caudales menores que el máximo para el que el aliviadero fue proyectado.

[11] Los números entre corchetes son referencias bibliográficas (sec. 9.32)

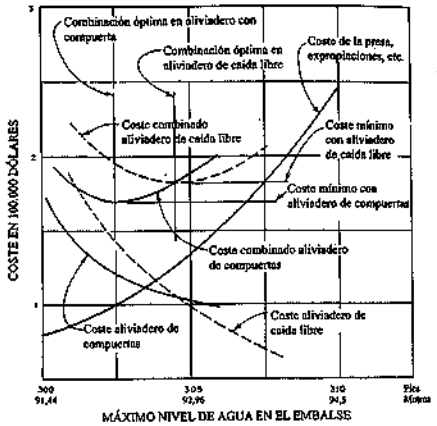


Figura 9.6.-Costes comparativos de las distintas combinaciones de presa y aliviadero. 288-D-2403

c) *Aliviaderos de emergencia.* - Como indica su nombre, sirven para casos de emergencia, y proporcionan seguridad contra circunstancias no previstas en las hipótesis de proyecto. Estas situaciones de emergencia pueden producirse por un cierre fortuito de los desagües, por un funcionamiento defectuoso de las compuertas del aliviadero, o por ser necesario hacer una derivación en el aliviadero para reparar daños o roturas en él. Podría presentarse una situación de emergencia igualmente, en el caso de que ocurra una nueva avenida antes de que el aliviadero principal y los desagües hubieran

conseguido evacuar la anterior. Actuarán también en el caso de que se produzca una avenida superior a la de proyecto.

En condiciones normales de explotación, estos aliviaderos no deberán funcionar nunca. Por lo tanto, la coronación del vertedero estará al menos a la misma cota que el nivel máximo de embalse, considerado en el proyecto. El resguardo necesario para la presa, se fija calculando el nivel máximo correspondiente a un caudal arbitrario, resultado de una posible emergencia. Usualmente se admite la eliminación de este resguardo cuando se proyecta un aliviadero auxiliar.

Los aliviaderos de emergencia se disponen principalmente para evitar que el agua vierta por coronación en condiciones de emergencia. Por consiguiente deben ser más resistentes a la erosión que la propia presa. En la mayoría de los casos se construyen estos aliviaderos rebajando la coronación en una cierta parte de la presa, aprovechando alguna hondonada o depresión de las márgenes del embalse, o excavando un canal a través de alguna loma o de los estribos. El canal de salida de un aliviadero de emergencia debe de estar a suficiente distancia de la presa, para impedir que se produzcan daños en el terraplén o en alguna de las estructuras auxiliares, como consecuencia de su funcionamiento. La figura 6-84 muestra el aliviadero de emergencia de la presa de Wasco. Este aliviadero está previsto para evitar que el agua vierta por coronación si fallan los restantes dispositivos de desagüe.

B. ALIVIADEROS PRINCIPALES

9.6. *Elección del tipo de aliviadero.*

El diseño de un aliviadero debe de ser preparado considerando los distintos factores que influyen en su tipo y tamaño y seleccionando distintas variantes de cada uno de los componentes. El diseño del aliviadero puede utilizar muchas combinaciones de los distintos componentes. Una vez que se ha determinado el caudal de desagüe mediante la regulación de la avenida de proyecto se pueden elegir las dimensiones generales del aliviadero. Después, se puede desarrollar el proyecto de un aliviadero específico teniendo en cuenta las condiciones particulares de topografía y cimentación; y adaptando la estructura de control y los distintos elementos a las condiciones existentes.

Las condiciones del emplazamiento tienen gran influencia en la elección de la situación, tipo y componentes del aliviadero. Al elegirlo hay que tener en cuenta la pendiente del terreno atravesado por el aliviadero y el canal de desagüe, la clase y volumen de excavación (y la posibilidad de utilizar el terreno excavado en la construcción del terraplén), el peligro de erosión en las superficies en contacto con el agua (y la necesidad de revestimiento), la permeabilidad y resistencia del cimiento, y la estabilidad de los taludes excavados.

La elección de unas determinadas dimensiones o dispositivos para uno de los elementos del aliviadero, puede influir en la selección de otros elementos. Por ejemplo, una estructura de control de gran anchura, con la coronación normal al eje del aliviadero, requerirá una transición convergente muy larga hasta unirse con el canal o túnel de desagüe más estrecho. Una alternativa mejor puede ser una estructura de control más estrecha y con compuertas o un dispositivo de control con canal lateral. Análogamente puede no ser conveniente un cuenco amortiguador muy ancho junto a conducto enterrado o un túnel, porque se necesitará una zona de transición muy larga.

UDHCONECTA.COM

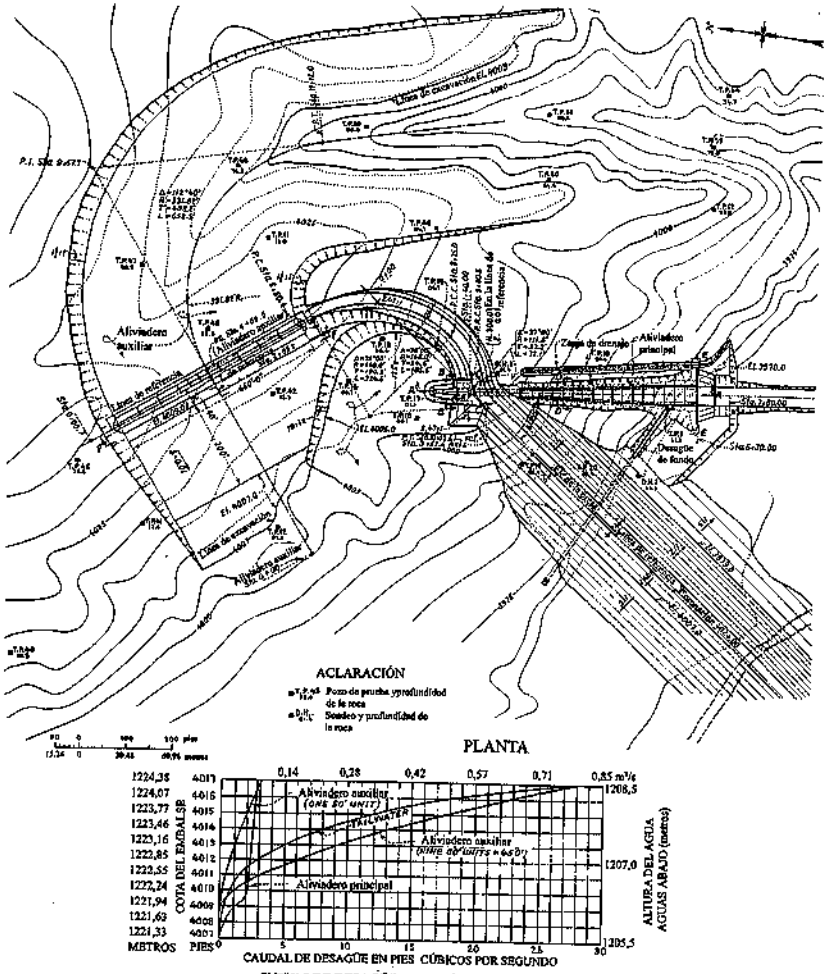


Figura 9.7.-Planta y sección de un típico aliviadero en "pico de pato" y un aliviadero auxiliar (Hoja 1 de 2).De 278-D-49.

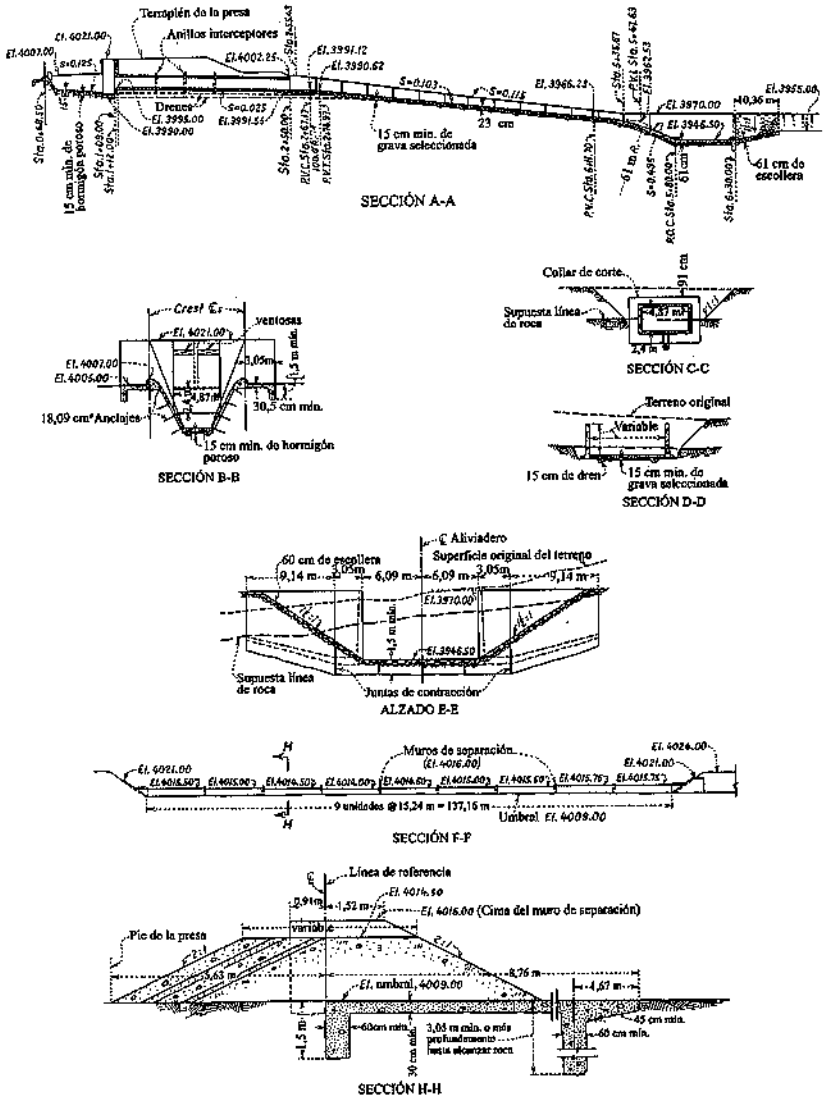


Figura 9.7.-Planta y sección de un típico aliviadero en "pico de pato" y un aliviadero auxiliar (Hoja 2 de 2).De 278-D-49..

UDHCONECTA.COM

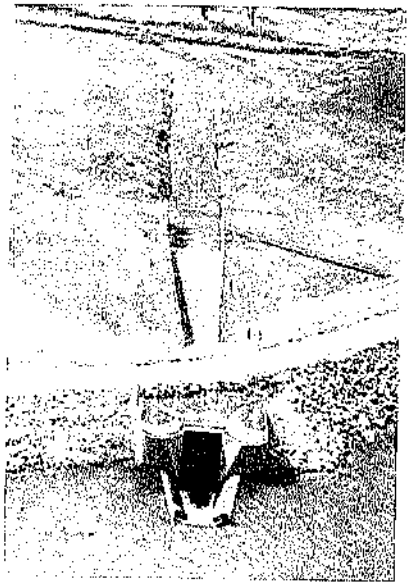


Figura 9-8.-Vista aérea del aliviadero principal (mismo aliviadero de las figuras 9-7 y 9-9). 288-D-2896.

El aliviadero puede formar parte integrante de la presa (por ejemplo, el vertedero de una presa de hormigón), o puede estar separado constituyendo una estructura independiente. En algunos casos puede combinarse como un elemento más de descarga junto a los desagües o estar integrado en el plan de desvío del río por motivos económicos. Por lo tanto, la situación, el tipo y dimensiones de otros elementos pueden influir en el emplazamiento del aliviadero y sus características. La decisión final deberá estar presidida por criterios económicos, efectividad hidráulica y aptitud estructural.

En los apartados siguientes se describen los componentes del aliviadero y los tipos más comunes de éstos. Los criterios hidráulicos de diseño y los procedimientos, se exponen en los apartados C a F de este capítulo.

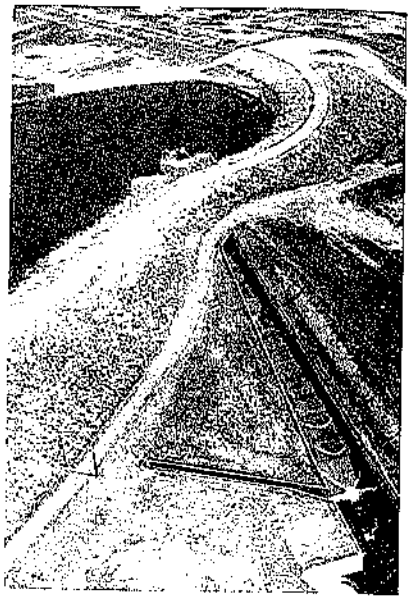


Figura 9-9.-Vista aérea de los aliviaderos principal y auxiliar (mismo aliviadero de las figuras 9-7 y 9-8). 288-D-2897.

9.7. Componentes del aliviadero.

(a) *Estructuras de control.*-Uno de los principales elementos del aliviadero es el dispositivo de control, que regula el caudal de desagüe. El elemento de control limita o previene la salida de caudales por debajo de los niveles fijados del embalse y regula el desagüe cuando el nivel sube por encima de dicho límite. La estructura de control puede consistir en un umbral, un vertedero, un orificio o una tubería. La relación caudal evacuado-nivel de agua, puede ser fija, caso de un vertedero simple o no regulado, o puede ser variable, como en el caso de un vertedero provisto de compuertas o una tubería con válvula de regulación. Las características de control en una tubería pueden variar con la altura de carga. Un conducto subterráneo funciona como vertedero, cuando la altura de agua es pequeña y no está totalmente sumergido, y como orificio cuando lo está. Cuando siga aumentando la altura de agua el caudal será controlado por el conducto actuando como tubo. Finalmente, para cargas todavía mayores, el conducto funcionará totalmente lleno y tendrá las características de una tubería a presión.

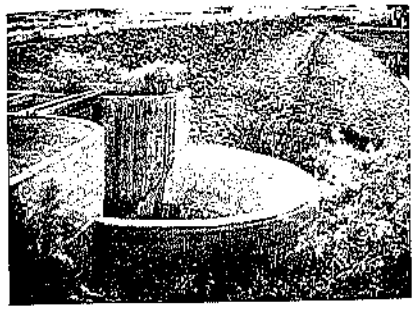


Figura 9-10.-Coronación del aliviadero semicircular de pequeña caída de la presa de Fruitgrowers en Colorado. 288-D-2898.

Las estructuras de control pueden tener distintas ubicaciones y formas. El umbral del vertedero puede ser, en planta, recto, curvo, semicircular, en forma de "U" o circular. (la figura 9-10 muestra un vertedero de pequeño tamaño, con planta semicircular). Los orificios de control pueden estar colocados en posición horizontal, inclinada o vertical. Las tuberías pueden situarse verticalmente, horizontalmente o inclinadas y pueden ser rectas, curvas o adecuarse a un perfil. Pueden ser circulares, cuadradas, rectangulares, en forma de herradura o cualquier otra sección transversal.

El vertedero puede ser de pared delgada o gruesa, de sección transversal en forma de ojiva o cualquier otra. Los orificios pueden tener los bordes vivos, redondeados o abocinados y estar colocados de tal manera que al desaguar se produzca o no contracción del chorro. Pueden desaguar libremente y parcial o totalmente sumergidos. Las tuberías pueden descargar libremente o para instalaciones con poca altura de agua, pueden funcionar a sección completa durante toda o parte de su longitud. La sección puede ser uniforme o variable, con el dispositivo de control en un punto intermedio entre la entrada y la salida.

(b) *Canal de desagüe.*- El caudal desaguado a través de la estructura de control se lleva normalmente al cauce del río aguas abajo, mediante un canal de desagüe. Existen excepciones en que los aliviaderos tienen caída libre desde la coronación de una presa en arco o bien atraviesan la ladera de la montaña y salen en cascada aguas abajo del estribo. La estructura de conducción puede ser el paramento de aguas abajo de una presa de hormigón, un canal abierto excavado en el terreno, un conducto cerrado situado a través de la presa o bajo ella o un túnel que atraviese uno de los estribos. El canal puede tener una pendiente muy variable; la sección transversal puede ser rectangular, trapecial, circular o de otro tipo; y puede ser ancho o estrecho, largo o corto.

Las dimensiones del canal de desagüe están determinadas fundamentalmente por necesidades hidráulicas pero la elección del perfil, forma de la sección transversal, anchura, longitud, etc., vienen influidos por las condiciones geológicas y topográficas del emplazamiento. Los canales abiertos, excavados en el terreno, generalmente siguen el perfil natural de éste. Un desfiladero de paredes escarpadas puede hacer deseable la solución en túnel. En planta, los canales abiertos pueden ser rectos o tener algunas alineaciones curvas, con márgenes paralelas, convergentes, divergentes o cualquier combinación de éstas. Un conducto cerrado puede consistir en un pozo vertical o inclinado, que en el caso límite se convierte en un túnel casi horizontal que atraviesa un estribo o en un conducto enterrado que cruza el cuerpo de la presa o por debajo de ella. En algunas ocasiones puede adoptarse una solución combinada de conducción forzada y canal abierto, como un conducto bajo un estribo que vierte en un canal abierto. Los canales de

UDHCONECTA.COM

desagüe pueden dejarse sin revestir o pueden revestirse, pero han de ser resistentes a la erosión producida por las altas velocidades del agua, y suficientemente fuertes para resistir las fuerzas producidas por los rellenos de terreno, subpresiones, cargas de agua, etc.

(c) *Estructuras terminales.* -Cuando el aliviadero conduce al agua desde el nivel del embalse al nivel del río aguas abajo, la energía potencial se convierte en cinética. Esta energía se manifiesta en forma de velocidades elevadas que, de impedirse, se transforman en altas presiones. Por lo tanto, normalmente deben ponerse medios para evitar arrastres o erosiones al pie de la presa o daños a las estructuras adyacentes.

En algunos casos la descarga se realiza a altas velocidades directamente sobre el río, en donde la energía es absorbida a lo largo del cauce por impacto, turbulencia y rozamiento. Esta solución es adecuada cuando existe un cauce de roca resistente a poca profundidad y a lo largo de los estribos, o cuando la salida del aliviadero está a suficiente distancia de la presa o de cualquier otro elemento para impedir daños por arrastres, erosión y socavaciones. El canal de desagüe puede terminar bastante por encima del nivel del río, o continuar hasta el mismo nivel o por debajo de él.

Para proyectar el chorro de agua desde el final de la estructura pueden emplearse trampolines de distintos tipos que lo lancen hacia arriba, extensiones en ménsula, dientes, etc. En muchos casos puede minimizarse la erosión en el punto de contacto del chorro con el cauce transformando el chorro en una lámina delgada por medio de un deflector abocinado.

Cuando se prevé una violenta socavación en el punto de caída del chorro puede excavarse en el cauce del río un cuenco amortiguador, revistiendo las paredes laterales y la solera con hormigón o escollera. No existe un criterio de diseño definitivo, fuera de lo indicado en la sección 9.24, para calcular las dimensiones necesarias del cuenco para que pueda absorber el impacto del agua o evitar velocidades de erosión. En pequeñas presas puede ser eficaz excavar un pequeño cuenco y permitir que el agua erosione un cuenco natural. Después se puede poner escollera u hormigón para parar la erosión. En estos casos se debe proteger el pie del aliviadero con un rastrillo, o cualquier otro método, que evite su socavación.[2,3]

Cuando se deba evitar una erosión importante del cauce del río, la gran energía del agua debe de ser disipada antes de que llegue al río. Puede conseguirse mediante el uso de un elemento de disipación de energía, como un resalto hidráulico, un remolino, una solera dentada, un cuenco con dados, etc, o cualquier otro dispositivo capaz de absorber o disipar la energía. En el apartado E de este capítulo se describen estos dispositivos y se indica su diseño hidráulico.

(d) *Canales de toma y desagüe.* -Los canales de entrada sirven para recoger el agua del embalse y conducirla hasta la estructura de control. Cuando el aliviadero toma el agua directamente del embalse y la conduce hasta el nivel del río, como en el caso de un vertedero de una presa de hormigón, no se precisan estos canales. Sin embargo, en el caso de aliviaderos construidos a través de los estribos, o aprovechando depresiones del terreno, pueden necesitarse canales para llevar el agua hasta el aliviadero y después devolverla al río alejada de la estructura terminal.

La velocidad de entrada deberá estar limitada y las curvas y transiciones del canal suavizadas, con objeto de reducir las pérdidas de carga en el canal (que producen el efecto de disminuir el caudal desaguado) y obtener un caudal uniforme en la coronación del vertedero. Los efectos de la falta de uniformidad en el caudal de entrada al canal pueden persistir a través del aliviadero hasta el extremo de producir erosiones agua abajo en el cauce del río. Esta falta de uniformidad en la coronación puede también reducir el caudal desaguado.

La velocidad de aproximación del agua y su calado tienen una gran importancia en el desagüe por el vertedero. En la sección 9.12

(a), se demuestra que cuando aumenta el calado y por lo tanto se reduce la velocidad del agua aumenta el coeficiente de desagüe. De esta manera, para una carga dada, una profundidad mayor dará una anchura menor de vertedero para desaguar el mismo caudal. Dentro de los límites exigidos para asegurar unas condiciones del caudal satisfactorias y velocidades que no den lugar a erosiones, la relación entre el calado a la entrada del canal y la anchura del mismo, se fija por consideraciones económicas.

Los canales de salida llevan el agua desde la estructura terminal hasta el río, aguas abajo de la presa. En algunos casos solamente se necesita un canal piloto, presumiéndose que en las descargas más violentas, la misma corriente se encargará de ampliar el cauce. Cuando el canal está situado en terreno relativamente poco erosionable, debe excavarse del tamaño adecuado para evitar que se forme un punto de control que influya en el calado de aguas abajo del dispositivo disipador. Las dimensiones de estos canales y la necesidad de protegerlos revistiéndolos o mediante escollera, dependen de su influencia en la erosión aguas abajo en el cauce del río y los efectos resultantes aguas abajo. Aunque se construyan elementos de amortiguación, puede llegar a ser imposible reducir la velocidad por debajo de la que originalmente tenía el río y en este caso no podrán evitarse algunas socavaciones en el cauce. Además, en condiciones naturales, los cauces de muchos ríos son erosionados en la primera parte de una avenida (rama ascendente del hidrograma) y rellenados durante la segunda con materiales transportados por el flujo. Después de construido el embalse, el aliviadero vierte, normalmente, aguas claras y los materiales que son arrastrados por erosión no pueden ser reemplazados por sedimentación. Se produce, por consiguiente, una degradación en el cauce del río, que puede disminuir la relación existente entre el nivel del aliviadero y el de aguas abajo. Por el contrario, cuando se ha construido únicamente un canal piloto, la erosión puede construir barras e incluso islas, aguas abajo, y por consiguiente rellenar el cauce de forma que levante el nivel del agua y afecte al desagüe. Estas consideraciones pueden influir en el dimensionado y revestimiento del canal de desagüe.

9.8. Tipos de aliviaderos.

(a) *Generalidades.* Los aliviaderos suelen clasificarse con arreglo a su característica más destacada, que puede ser la estructura de control, el canal de desagüe o cualquier otro componente. Normalmente se clasifican en "controlados" y "no controlados", según tengan compuertas o no. Los tipos más comunes son los aliviaderos de caída libre (pared vertical), en perfil en ojiva, laterales, de laberinto, de canal abierto, en conducto, en túnel, los "morning glory", enterrados y en sifón.

(b) *Aliviaderos de caída libre (pared vertical).*- En este tipo de aliviaderos, el agua cae libremente desde su coronación. Es apropiado para presas de contrafuertes, de arco de pequeño espesor o en aquéllas con el paramento de aguas abajo casi vertical. El agua puede descargar libremente, como en el caso de un vertedero en pared delgada, o apoyarse a lo largo de una angosta sección de la coronación. Algunas veces tienen un labio en voladizo para poder alejar del paramento los caudales de poca cuantía. Los vertederos de caída libre tienen ventilación suficiente en la superficie inferior de la lámina para evitar un chorro fluctuante.

Cuando no se dispone una protección artificial en la base del vertedero, se erosionarán la mayoría de los lechos de los ríos y formará un cuenco muy profundo. El volumen y la profundidad del agujero dependen del rango de los caudales, la altura de la caída y el calado de aguas abajo. La resistencia a la erosión del material del lecho del río, incluso cuando se trate de lechos rocosos, tiene poca influencia en las dimensiones del socavón y su único efecto es retardar la formación de éste. En la sección 9.25 se estudian profundidades probables de erosión. Cuando no pueda admitirse ninguna erosión, será necesario crear

UDHCONECTA.COM

un cuenco artificial, construyendo una ataguía aguas abajo de la estructura principal o excavándolo y protegiéndolo con un zampeado de hormigón.

Si el calado de aguas abajo es suficiente, se formará un resalto hidráulico cuando el chorro libre caiga sobre la superficie plana de una solera. Se ha demostrado que la ecuación de la cantidad de movimiento del resalto hidráulico puede utilizarse en las condiciones del flujo en la base de una caída libre para determinar los elementos del resalto.

En presas de tierra de poca altura [4] pueden emplearse aliviaderos de caída libre, que tendrán un buen funcionamiento con una amplia gama de calados de aguas abajo. En la figura 9-11 se representa una perspectiva de este caso. Consiste principalmente, en un muro vertedero de planta recta colocado en el extremo superior de un canal rectangular, con su solera horizontal situada al nivel del lecho o por debajo de él. Existen además, unos dados de hormigón y un umbral final para ayudar a la formación del resalto hidráulico y reducir la erosión aguas abajo. Este tipo de estructura no está indicada para una altura de caída grande o una cimentación débil, porque se desarrollan grandes esfuerzos de impacto que deben ser absorbidos por la solera en el punto en que el chorro choca con ella. Las vibraciones que acompañan al impacto pueden agrietar o desplazar la estructura, con peligro de que se rompa por sifonamiento o descalce. En general no se debe tener en cuenta este tipo de solución para saltos de más de 6 metros de altura. En el apartado 9.26 se estudia el cálculo hidráulico de este tipo de aliviaderos.

(c) *Aliviaderos con perfil que se ajusta a la lámina vertiente.*-Tienen un perfil en ojiva o en forma de S. La curva superior normalmente se adapta estrictamente al perfil inferior que tendría una lámina de agua aireada vertiendo sobre una pared delgada. La corriente se adhiere de esta manera al perfil con el que está en contacto, impidiéndose la formación de una capa de aire entre ambos. Cuando el vertido se realiza con la carga de proyecto, el agua se desliza suavemente sobre la cresta del vertedero sin interferencias con la superficie que lo limita y casi se alcanza la máxima eficiencia. Después de la curva superior se continúa el perfil por medio de una recta tangente para poder soportar la lámina vertiente. En el pie del aliviadero se dispone una contra curva, que conduce al canal desaguado hasta la solera del cuenco amortiguador o hasta el canal de desagüe.

La curva superior de coronación puede construirse más abierta o más cerrada que el perfil de la lámina de agua vertiente. Si es más abierta deberá aguantar parte del peso del chorro y se producirán presiones positivas en la superficie de contacto. En este caso la parte soportada creará una curva de remanso que reducirá la eficacia del desagüe. Cuando el perfil es más agudo que la lámina, tiende a despegarse de la coronación produciéndose presiones negativas en la superficie de contacto; presiones que incrementan la carga de agua efectiva y por lo tanto el caudal desaguado.

El perfil vertedero y su correspondiente zampeado constituyen un aliviadero completo, como en el caso de un vertedero en una presa de hormigón, pero este perfil puede ser solamente una estructura de control de otro aliviadero. Debido al gran rendimiento de desagüe, el perfil adaptado a la lámina vertiente se emplea con mucha frecuencia en los aliviaderos de control. En los aparatados 9.10, 9.11 y 9.12 se estudian las formas del perfil y los coeficientes de desagüe.

(d) *Aliviaderos laterales.* -En ellos el labio del aliviadero está situado aproximadamente en posición paralela o casi paralela al eje de la parte superior del canal de desagüe. La lámina que vierte sobre la coronación del vertedero cae en un canal estrecho, gira aproximadamente 90° y continúa por el canal principal de desagüe. El diseño del canal lateral está relacionado exclusivamente con el comportamiento hidráulico en el tramo de aguas arriba del canal de desagüe y es más o menos independiente del resto de los distintos

componentes del aliviadero. El caudal de este canal lateral puede ir directamente a un canal abierto, una conducción cerrada o a un túnel inclinado. El agua puede llegar al canal por un solo lado, en el caso de estar situado en una ladera escarpada, o por los dos y también por el extremo final, caso de estar situado en una ladera suavemente inclinada. Las figuras 9-7 y 9-8 son ejemplos de este último caso. La figura 9-12 es una perspectiva de un ejemplo del primer tipo, en donde el agua entra solamente por un lado del canal.

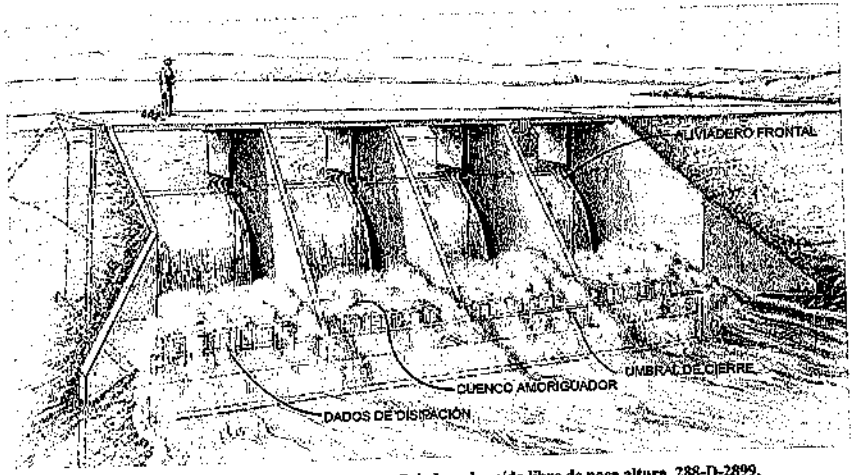


Figura 9-11.-Instalación típica de un aliviadero de caída libre de poca altura. 288-D-2899.

Las características de desagüe del canal lateral son análogas a las de los vertederos ordinarios y dependen del perfil escogido para su coronación. No obstante, cuando los caudales desaguados son grandes, pueden aparecer diferencias muy notables por restricciones en la capacidad del canal, y el vertedero puede llegar a quedar parcialmente sumergido. En este caso las características del caudal son controladas por una restricción del canal aguas abajo. Esta restricción puede consistir en un punto en régimen crítico en el canal, en un orificio de control, en un conducto o túnel en carga.

Aunque el canal lateral no sea eficiente hidráulicamente ni barato, tiene ventajas que pueden hacerle aconsejable en algunos tipos de aliviaderos. Suele preferirse esta solución cuando se desea disponer de un vertedero muy largo (para conseguir reducir la altura de regulación) y las laderas son muy escarpadas; o cuando el dispositivo de control deba conectarse con un canal de desagüe estrecho o con un túnel, el vertedero lateral muchas veces es la mejor opción.

En el apartado 9.17 se describe el cálculo hidráulico de los aliviaderos laterales.

(e) *Aliviaderos en laberinto.*- La idea detrás de los aliviaderos en laberinto es añadir longitud de coronación a una anchura dada de aliviadero, para necesitar menos altura de la lámina vertiente, para un caudal de vertido determinado. La longitud adicional de coronación se consigue haciendo el vertedero con series de formas trapezoidales o triangulares a lo largo del aliviadero (ver figura 9-13). Estos entrantes y salientes son delgados

UDHCONECTA.COM

y pueden estar en ménsula o verticales en la cara de aguas arriba y con pendiente muy pronunciada en la cara de aguas abajo (1:10 o 1:16). Se apoyan en una losa de hormigón o se unen a la cimentación existente si es buena. La coronación consiste en un arco en forma de cuarto de círculo en la borde de aguas arriba y un pequeño biselado en el borde de aguas abajo.

Los aliviaderos en laberinto tienen muchas ventajas y aplicaciones. Pueden ser utilizados en cualquier lugar en donde se necesite un elemento de desagüe que dependa de las condiciones del lugar. El diseño en laberinto es particularmente beneficioso cuando el vertedero tiene una anchura fijada, la elevación de la superficie del agua está limitada y deben de pasar grandes cantidades de agua. El incremento en la longitud del aliviadero por la configuración en laberinto permite el paso de mayor caudal con menos altura de la lámina de agua. Los laberintos son particularmente adecuados para su uso en una presa como aliviadero principal o secundario. Donde se ha incrementado el caudal de diseño y la capacidad del aliviadero existente también debe de ser incrementada, un aliviadero en laberinto es una excelente alternativa a los métodos tradicionales de añadir otro aliviadero. También se han utilizado los laberintos como estructura de control o desvío en canales. Además la capacidad de almacenamiento puede incrementarse porque la coronación puede situarse a mayor altura que en un aliviadero recto, para el mismo caudal de paso. Los vertederos en laberinto son más económicos que las compuertas. Estos ahorros en costes pueden darse desde la construcción inicial y en los costes de operación y mantenimiento. En la figura 9-13 se muestra un ejemplo de la geometría en laberinto y una aplicación típica.

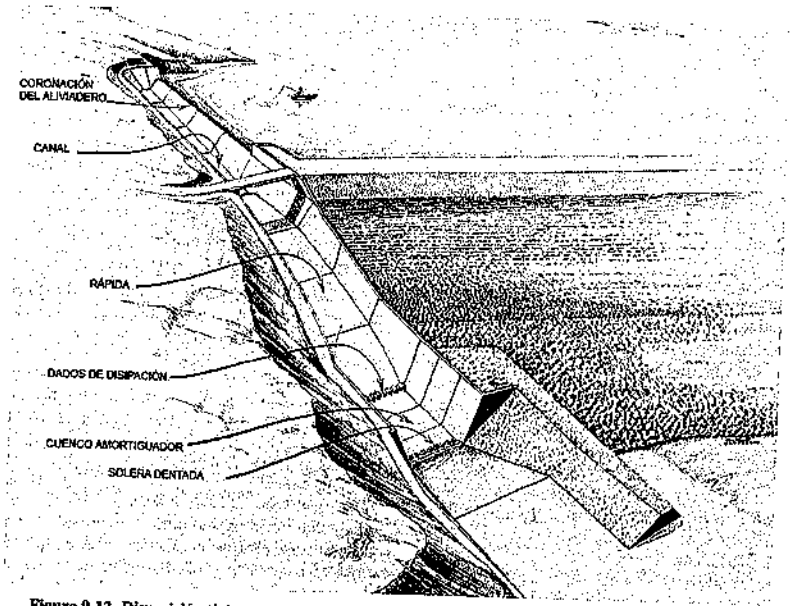


Figura 9-12.-Disposición típica de un aliviadero con canal lateral y cuenco amortiguador. 288-D-2900.

El comportamiento del caudal en un vertedero de laberinto es muy complicado. Los parámetros principales que afectan al caudal y por lo tanto al comportamiento del aliviadero, es el incremento en longitud, longitud de coronación por anchura de círculo, altura de la lámina de agua sobre el aliviadero, el ángulo que las paredes del vertedero forman con el flujo, y el ratio anchura-longitud del aliviadero.

Idealmente, el vertido sobre el aliviadero debería incrementarse en proporción directa al incremento en la longitud de la coronación. Sin embargo, esto sólo ocurre para vertederos con ratios, longitud de coronación - anchura, pequeños y para ratios, altura lámina vertiente – altura de coronación, pequeños. Debido a que los aliviaderos en laberinto tienen muchas más ventajas cuando se diseñan para operar en condiciones que exceden esas restricciones, el análisis de su comportamiento es complicado. Básicamente, el funcionamiento del aliviadero es determinado por el comportamiento del caudal aguas arriba y aguas abajo de cada elemento del mismo. Por lo tanto, la geometría elegida debe permitir una distribución óptima del caudal en esas zonas [5]. Los modelos hidráulicos del aliviadero en laberinto auxiliar de la presa de Hyrum y el de la presa de Ute se muestran en [6] y [7], respectivamente.

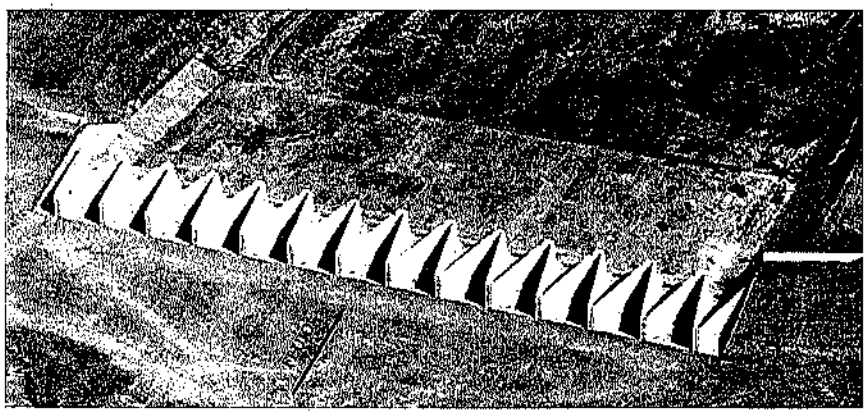


Figure 9-13.-Aliviadero en laberinto de 14 módulos de la presa de Ute . Longitud total de 1.024 m (3,360 pies) contenidos en un ancho de 256 m (840 pies). La altura del aliviadero es de 9,15 m (30 pies) y desagua un caudal de diseño de 16.700 m^3/s (590,000 $pies^3/s$) para un calado en labio de 5,80 m (19 pies). P801-D-81045.

(f) *Aliviaderos en rápida (conducto abierto, canal de descarga).* -Un aliviadero cuya descarga es conducida del embalse al río aguas abajo por un canal abierto, situado a lo largo de un estribo o un punto singular, se denomina rápida, canal abierto o canal de descarga. Estos nombres son independientes del elemento de control que se utilice. Por lo tanto, un aliviadero que tenga un canal de descarga tipo rápida, aunque esté controlado por un aliviadero de labio fijo, una compuerta, un aliviadero lateral u otro elemento de control, puede seguir siendo llamado aliviadero rápida. Sin embargo este nombre se suele utilizar cuando el elemento de control se sitúa perpendicularmente o casi perpendicularmente

UDHCONECTA.COM

al eje de un canal abierto, y cuando las líneas de corriente antes y después del elemento de control son paralelas al eje del canal.

El aliviadero con rápida ha sido utilizado con más frecuencia en presas de tierra que en otro tipo. Los factores que influyen en la elección de un aliviadero con rápida son la simplicidad del diseño y su construcción, su adaptabilidad a casi todos los tipos de cimentación y el ahorro global que se consigue con el uso de grandes cantidades de la excavación del aliviadero en los estribos.

Normalmente consisten en un canal de entrada, una estructura de control, un canal de descarga, una estructura final y un canal de salida. La forma más simple de este aliviadero tiene eje recto y anchura uniforme, como se muestra en la figura 9-14. A menudo, el eje del canal de entrada o el de descarga tiene que curvarse para ajustarse a la topografía. Si es posible, la curvatura se limita al canal de entrada porque las velocidades de aproximación son pequeñas. Cuando el canal de descarga tiene que curvarse, la solera se eleva en ocasiones para guiar el caudal a alta velocidad a lo largo de la curva, para evitar la acumulación de caudal a la salida del aliviadero.

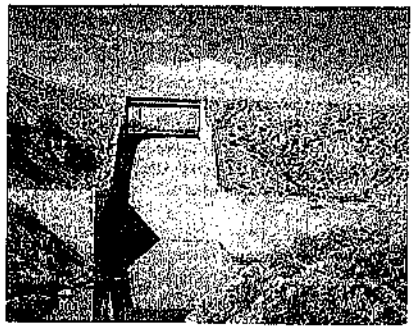


Figura 9-14.-Aliviadero en canal con rápida de la presa Scofield en Utah. 288-D-2901.

El perfil de estos aliviaderos suele estar influenciado por la topografía y las condiciones del terreno donde se cimiente. La estructura de control se suele situar alineada con, o aguas arriba, del centro de la presa. Normalmente la parte superior del canal de descarga se realiza con una pendiente mínima a lo largo de la colina hasta que "alcanza el aire libre" para minimizar la excavación. Después la parte con pendiente pronunciada del canal de descarga se ajusta a la pendiente del estribo.

El caudal antes del labio del aliviadero suele estar en régimen subcrítico, y en supercrítico una vez que supera el control. El caudal se suele mantener en el aliviadero en régimen supercrítico, de forma constante con aceleraciones, hasta que se alcanza la estructura. Para un funcionamiento hidráulico correcto, deben de evitarse cambios bruscos en vertical o curvas cóncavas o convexas cerradas en el aliviadero. Igualmente, las convergencias o divergencias en planta deben de ser graduales para evitar oleaje transversal, olas que suban por los muros, excesiva turbulencia, o una distribución desigual del caudal en la estructura final.

El diseño hidráulico del labio del aliviadero se comenta en la parte C, las propiedades hidráulicas del canal de descarga en la parte D, y el diseño del cuenco amortiguador en la parte E de este capítulo.

(g)*Aliviaderos en conducción cerrada o túnel.*- Cuando se emplean canales de desagüe cerrados, para conducir el agua atravesando la presa o por debajo de ella, se dice que el aliviadero es en conducto o en túnel. El conducto cerrado puede ser un pozo vertical o inclinado, un túnel horizontal excavado en tierra o en roca o bien un conducto colocado sobre una trinchera a cielo abierto y luego cubierto con tierra. En este tipo de aliviaderos puede emplearse cualquier tipo de estructura de control, incluyendo labios fijos, vertederos en pozo y labios laterales.

A excepción de aquéllos cuya entrada es en orificio o en pozo este tipo de aliviaderos se proyecta para que en el conducto o túnel el agua fluya en superficie libre. En las excepciones citadas se calcula el tamaño del túnel o conducto de forma que el tramo en carga sea de muy corta longitud y el resto esté parcialmente lleno. En estos aliviaderos debe prevenirse una aireación suficiente con el fin de evitar que se presenten los efectos de sifón que se producen en los conductos con tendencia a obturarse temporalmente a causa del arrastre de aire producido por la vibración de la vena líquida o la acción de las ondas y el remanso. Para garantizar el flujo en régimen libre en el túnel suele limitarse al 75 por 100 la relación entre el área mojada y el área total. En los puntos críticos del túnel pueden situarse ventosas que suministren el aire e impidan la inestabilidad del flujo.

Las entradas de aire pueden ser apropiadas en algunos casos para introducir aire en el caudal y prevenir cavitación en los puntos de alta velocidad. El Bureau of Reclamation ha preparado modelos de estudios de las entradas de aire de las presas de Blue Mesa y de Glen Canyon [8], la presa de Hoover [9], y la presa de Yelowtail [10]. En [11] se presenta información adicional de la aireación del caudal del vertedero.

Los aliviaderos en túnel pueden presentar ventajas en las presas situadas en cerradas estrechas con estribos muy escarpados, o en lugares donde la abertura de canales resulte peligrosa por la posibilidad de desprendimientos de rocas o aludes de nieve. Los aliviaderos en conducto cerrado están indicados en valles abiertos con laderas suavemente inclinadas a bastante distancia del cauce natural del río. Adoptar una solución de este tipo permite ubicar el aliviadero bajo la presa, junto al cauce.

(h) *Aliviaderos en pozo y vertederos circulares o "morning glory".*- Como indica su nombre, son aliviaderos en los que la toma de agua está situada horizontalmente; desde allí el agua cae a un pozo vertical, o casi vertical, hasta alcanzar una conducción horizontal que la lleva al cauce del río aguas abajo. Pueden considerarse en este tipo de aliviaderos tres partes principales: un vertedero de control, una transición vertical y un conducto cerrado de desagüe. Cuando la entrada es en forma de cráter se denominan a menudo, vertederos circulares o vertederos-pozo.

Las características de desagüe de este tipo de aliviaderos varían con la importancia de la carga de agua. Su control varía también con las capacidades de desagüe relativas del vertedero, de la transición y de la conducción o túnel. Por ejemplo, a medida que aumenta la carga de agua sobre la embocadura de un vertedero-pozo, el control varía desde vertido libre sobre la cresta hasta poner en carga a la tubería de aguas abajo. En la sección 9.20(e), se recomienda que las conducciones forzadas no se empleen en los aliviaderos a menos que se tengan alturas de caída muy pequeñas.

Los aliviaderos de este tipo son recomendables en presas situadas en desfiladeros muy angostos con estribos muy verticales o cuando se puede aprovechar un túnel o conducto de desviación del cauce. Otra ventaja de este tipo de aliviaderos es que con ellos se llega a alcanzar la máxima capacidad de desagüe con cargas de agua relativamente bajas; esta característica es importantísima cuando es necesario limitar el máximo caudal desaguado; sin embargo, también puede considerarse una desventaja porque un aliviadero de este tipo no resultará capaz de evacuar avenidas mayores que las previstas. Esta desventaja se anula si este aliviadero se usa como principal, o de servicio, y se prevén aliviaderos de emergencia.

Una perspectiva de este tipo de aliviadero puede verse en la figura 9-15. La 9-16 representa un conducto de este tipo en construcción. En el punto 9.26 se estudia su cálculo hidráulico. En la bibliografía [12, 13, 14] se puede encontrar información más completa sobre su proyecto y explotación.

UDHCONECTA.COM

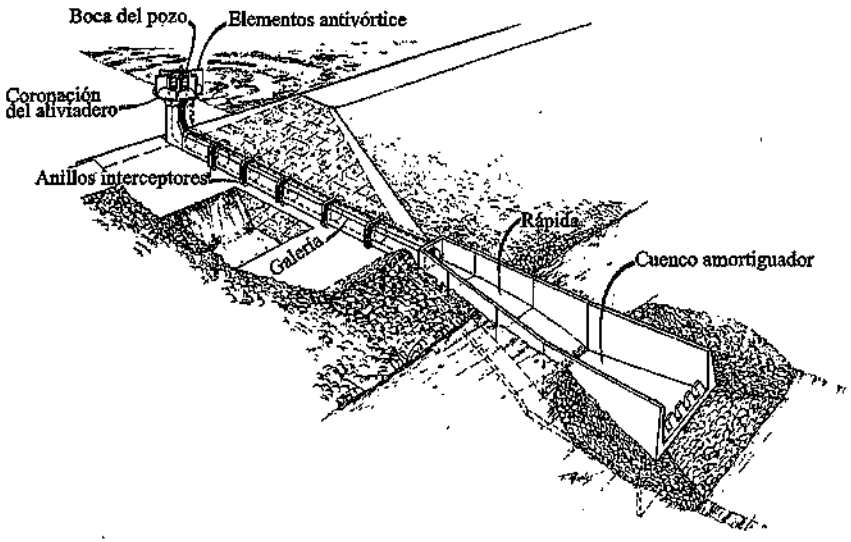


Figura 9-15.-Aliviadero en pozo para una presa pequeña. 103-D-1873.

(i) *Aliviaderos dentados.-* Los aliviaderos dentados se utilizan en donde el agua debe de ser bajada de un nivel a otro, y donde no se recomienda un cuenco amortiguador. El dentado del aliviadero obstruye parcialmente el caudal, disipando la energía a medida que el agua baja por el vertedero, obteniéndose unas velocidades relativamente bajas al final del mismo. Las ventajas de estos aliviaderos son el ahorro económico, las pequeñas velocidades al final del mismo independientemente de la diferencia de cotas, que la operativa del vertedero no se ve afectada por la degradación aguas abajo y un efecto amortiguador, sin la necesidad de un calado inicial, al final del mismo.

El aliviadero se suele construir con una pendiente 2:1 o menor, extendiéndolo debajo de la salida de la solera del canal. Los aliviaderos con pendiente superior a 2:1 deben de ser verificados en modelo reducido [15, 16, 17] y comprobada su estabilidad estructural. El punto más bajo del aliviadero debe de ser construido suficientemente lejos de la solera del canal para evitar su degradación por erosión.

Las capacidades de diseño de estos aliviaderos han variado desde menos de 0,9 a más de 7,4 m^3/s por m de ancho. En la presa de Conconully el modelo a escala del aliviadero fue diseñado para representar el prototipo de vertido de hasta 7,25 m^3/s por m de ancho y operó eficientemente a 13,9 m^3/s por m de ancho. El aliviadero completo de la presa de Conconully se muestra en la figura 9-17. El procedimiento general de diseño que se incluye en este apartado se obtuvo a partir de los ensayos realizados en varios modelos de aliviaderos desarrollados por el Bureau of Reclamation [15, 16, 17].

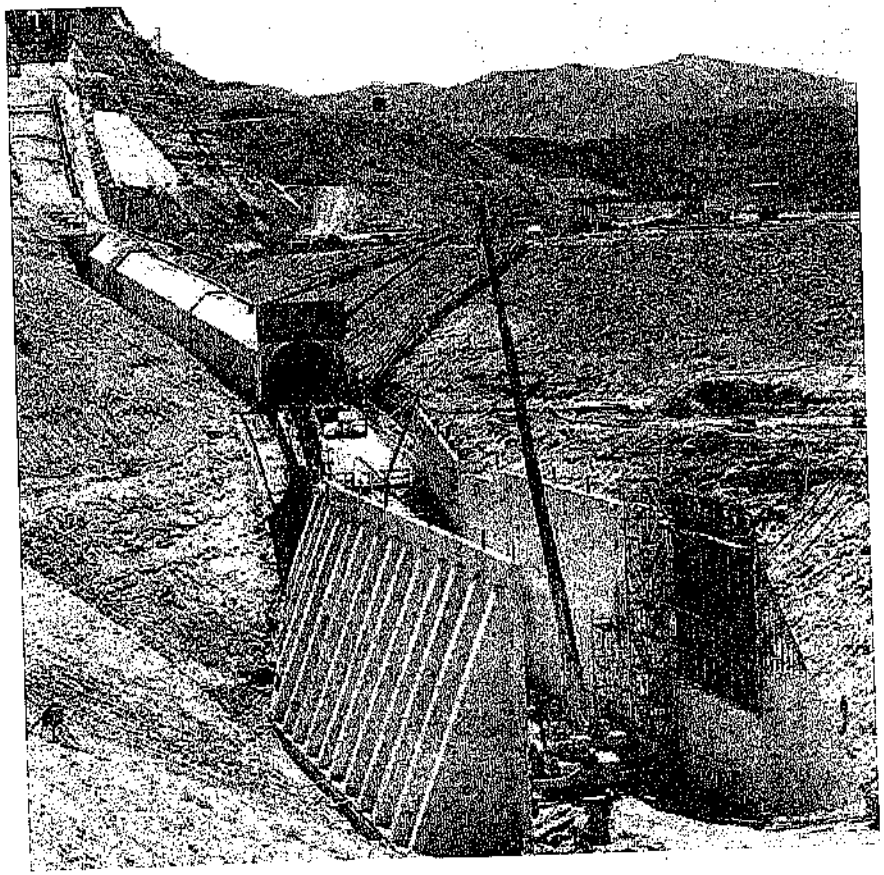


Figura 9-16.-Conducto y cuenco amortiguador de un aliviadero en pozo en la presa de Ridgway durante su construcción (1984). La presa está en el Río Uncompahgre, Dallas Creek Project, Colorado.P894-427-6200NA.

El procedimiento de diseño hidráulico típico para un aliviadero de este tipo se indica a continuación, las figuras 9-18, 9-19 y 9-20 ilustran este procedimiento.

(1) Determinar el caudal de vertido máximo esperado, Q.

(2) Determinar el vertido unitario $q = Q/W$, donde W es la anchura del aliviadero. La anchura del aliviadero depende de la anchura del canal aguas arriba, de la del canal aguas abajo, los costes, la topografía y la frecuencia de vertido, además del vertido máximo.

UDHCONECTA.COM



Figura 9-17.–Aliviadero en rampa con dientes. Presa de Conconully, Washington. El caudal mostrado circulando por el aliviadero es aproximadamente de 1,4 m3/s. P21-141-178NA.

Ensayos físicos han demostrado que el diseño de este tipo de aliviaderos para grandes vertidos unitarios pueden hacerse en base a dos tercios del vertido máximo esperado. Sin embargo, la altura de los cajeros del aliviadero debe de ser mayor que el valor calculado en el punto (10). Se sugiere que la altura se incremente en un valor equivalente al calado crítico correspondiente a un tercio del vertido esperado.

(3) La velocidad de entrada, V, debe de ser tan pequeña como se pueda. Las condiciones ideales se dan cuando $V_1 = \sqrt[3]{gq} - 5$ (curva D en la figura 9-20) para descargas hasta 6,4 m^3/s por metro de anchura. Velocidades cercanas o superiores a la crítica, $V_c = \sqrt[3]{gq}$, (curva C de la figura 9-20), hacen que el caudal sea lanzado al aire después de golpear al primer diente. El caudal a la entrada debe de tener las condiciones adecuadas a la entrada del vertedero, ya que el funcionamiento de toda la estructura puede depender de las condiciones del caudal a la entrada.

(4) Para lograr la velocidad uniforme, V_1, deseada a la entrada, se utiliza un elemento vertical. Este elemento depende de la instalación. Una curva de radio pequeño provocaría una sobrelevación del agua a lo largo del aliviadero. La primera fila de dientes se sitúa a una altura no superior a 30 cm por debajo del labio. La filas siguientes deben de ser alternadas para poder dejar un espacio detrás de cada diente y un diente detrás de cada espacio. Una configuración alternativa, la entrada Fujimoto (figura 9-19), ha sido utilizada con éxito en algunas estructuras donde el caudal unitario de vertido supera los 9,3 m^3/s (100 ft^3/s). Si se utiliza la entrada Fujimoto, deben de hacerse modelos físicos para determinar la posición óptima de la primera final de dientes.

(5) La altura de los dientes, H, debe de ser más o menos $0{,}8D_c$ o $0{,}9D_c$, donde el calado crítico para un aliviadero rectangular $D_c = \sqrt[3]{q^2/g}$ (curva A de la figura 9-20). Aunque la altura del diente no es una dimensión crítica, no debe de ser menor de la recomendada. Para caudales unitarios mayores de 5,6 m^3/s, puede extrapolarse la curva A de la figura 9-20.

(6) La anchura de los dientes y espacios deben de ser iguales, preferiblemente, unos $1{,}5H$ y no menores de H. Las otras dimensiones de los dientes no son críticas desde el punto de vista hidráulico. En la figura 9-18 se indican secciones de los dientes a modo de sugerencia.

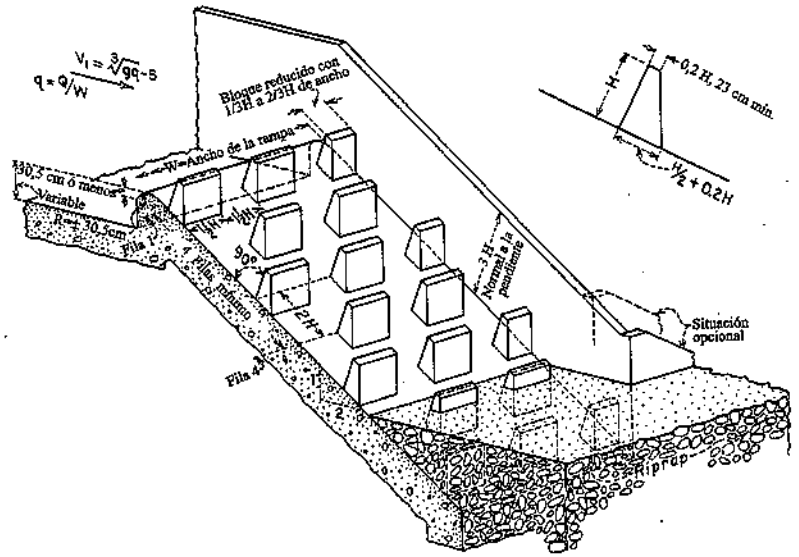


Figura 9-18.-Proporciones básicas de un aliviadero en rampa dentada. 288-D-2807.

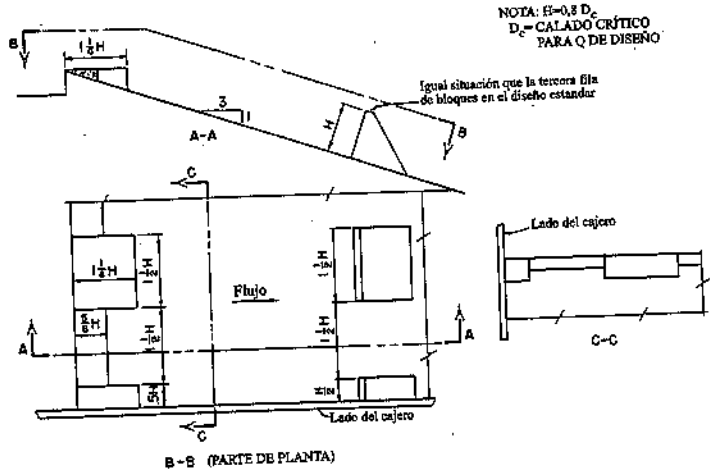


Figura 9-19.-Entrada Fujimoto para rampas dentadas.

UDHCONECTA.COM

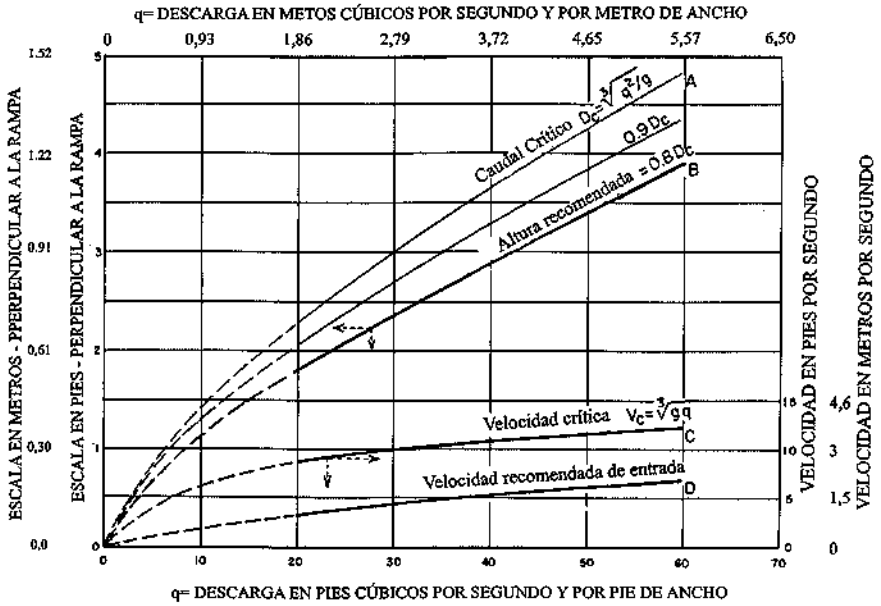


Figura 9-20.-Altura recomendada para dientes y velocidades aceptables en aliviaderos de rampa con dientes. 288-D-2806.

(7) El espacio entre las filas de dientes debe de ser *H* dividido por la pendiente, estando la pendiente dada en forma decimal. Por ejemplo, una pendiente 2:1 (0,5 en forma decimal) hace el espaciado igual a 2*H* paralelo a la solera del aliviadero.

(8) Los dientes suelen construirse con la cara aguas arriba perpendicular a la solera del aliviadero, sín embargo, pueden usarse dientes con caras verticales. Los aliviaderos con las caras verticales tienden a provocar más salpicaduras y menos erosión en la solera, pero las diferencias son muy pequeñas.

(9) Normalmente se necesitan por lo menos cuatro filas para conseguir establecer un control total del caudal (aunque los aliviaderos con menos filas han funcionado correctamente en algunas ocasiones). Las cuatro filas que se indican mantienen el control de la estabilidad aguas arriba. Una fila más debe de situarse en el canal de salida para protección contra erosiones. Deben de colocarse filas adicionales de dientes de acuerdo a las necesidades para proteger contra la degradación.

(10) Los muros laterales de aliviadero deben de ser tres veces la altura de los dientes, medida normal a la solera. Esta altura de muro contendrá el caudal principal y la mayor parte de las salpicaduras. No es necesario o práctico construir los muros con la altura suficiente para contener todas las salpicaduras.

(11) En el extremo aguas abajo de los muros laterales hay que colocar escollera para prevenir erosión en los márgenes.

(j) *Aliviaderos en conducto enterrado.*- Constituyen una adaptación especial del vertedero en conducto o en túnel. Se distinguen los aliviaderos en pozo y en túnel en que su boca de entrada está colocada verticalmente o inclinada hacia aguas arriba o aguas abajo y su pendiente longitudinal es uniforme o casi uniforme y de cualquier valor. Su embocadura puede ser de bordes agudos o redondeados y la unión con el conducto puede ser abocinada o en forma de huso, con la solera horizontal o inclinada. Si se desea que el conducto funcione a sección parcialmente llena para todas las condiciones de desagüe es preciso tomar precauciones especiales para evitar que pueda entrar en carga. Si se desea que funcione en carga habrá que abocinar la toma.

Los aliviaderos de este tipo, que actúen con la embocadura no sumergida, funcionarán de forma análoga a los aliviaderos en canal abierto; aquellos que trabajen con la embocadura sumergida, pero dispuesta de tal manera que no pueda llenarse de agua la sección total del conducto, actuarán como aliviaderos controlados por un orificio. Cuando se ceben previamente y se llene totalmente la sección del conducto actuarán como aliviaderos en sifón.

Cuando se coloque el conducto enterrado de un aliviadero con pendientes muy fuertes de forma que trabaje a sección llena, aparecerán presiones negativas o positivas muy pequeñas junto a las paredes del conducto. Si las presiones negativas son muy altas existe el peligro de cavitación e incluso de rotura. Cuando aparezcan grietas en las zonas de presiones bajas existe la posibilidad de que se produzcan arrastres del suelo que rodea el conducto. Por estas razones no suelen emplearse aliviaderos de este tipo en las instalaciones con fuerte carga de agua donde son de temer grandes presiones negativas. Además la transición del régimen parcialmente lleno o totalmente lleno se alcanza con muchas vibraciones que aumentan con la carga. Por consiguiente, no deben usarse estos aliviaderos en saltos de más de 8 metros.

En saltos de altura menor de 8 metros presentan algunas ventajas sobre tipos análogos por su adaptabilidad para actuar en sección llena o parcialmente llena y por su sencillez y relativa economía de construcción. Pueden estar colocados en una berma excavada en el estribo, en laderas relativamente escarpadas, o atravesando el cuerpo de la presa para desaguar directamente en el cauce aguas abajo. Como en el caso de los aliviaderos en túnel o en sifón, su principal desventaja radica en que su capacidad no aumenta proporcionalmente al nivel de agua, y, por lo tanto, no proporciona seguridad contra una subestimación de la avenida de proyecto. Esta desventaja desaparece cuando se establecen aliviaderos de emergencia.

Su cálculo hidráulico y detalles constructivos se estudian en el apartado 9.27.

9.9. *Vertederos controlables.*

(a) *Generalidades.*- La forma más simple de control de un aliviadero es el vertedero libre, no controlable, que automáticamente evacua el agua en cuanto el nivel del embalse sobrepasa el nivel de su coronación. Las ventajas de un aliviadero no controlable son la no necesidad de ser atendido y la eliminación de la regulación de los elementos de control por un operador, así como, la facilidad para llevar a cabo el mantenimiento y las reparaciones.

En el caso de que no pueda construirse un vertedero libre de la longitud requerida, o sea imposible admitir la altura de la lámina de agua, es preciso proyectar un aliviadero provisto de una compuerta regulable o cualquier otra forma de coronación móvil. También son necesarios estos dispositivos en el caso en que el aliviadero deba desaguar por debajo del nivel normal del embalse.

Las dimensiones y el tipo del dispositivo de control vendrán fijados por condiciones tales como las características de desagüe de un

UDHCONECTA.COM

dispositivo determinado, el clima, naturaleza y frecuencia de las avenidas, requisitos del almacenamiento invernal, volumen de embalse necesario para el control de avenidas y necesidades aguas abajo, evacuación de hielos y sedimentos, y necesidades especiales de explotación. Otros factores que también influyen en el tipo de control son la posibilidad de que haya un operario en períodos de crecida, la disponibilidad de electricidad, los mecanismos de explotación, los puentes de acceso, etc.

Se han desarrollado muchos tipos de controles. El tipo elegido para una instalación determinada deberá basarse tanto en el estudio de los factores antes citados como en la economía, adaptabilidad, seguridad de funcionamiento y eficiencia. Los mecanismos de coronación variables se clasifican en ataguías, compuertas basculantes y compuertas de sector. Los dispositivos de regulación pueden ser compuertas levadizas, verticales o inclinadas, compuertas con ruedas, compuertas con rodillos y compuertas de sector. Las compuertas de sector y las compuertas dentadas son las más utilizadas en grandes presas.

Por su facilidad de proyecto y maniobra los dispositivos sencillos se consideran apropiados en los aliviaderos de presas pequeñas. Estos elementos que incluyen ataguías y compuertas basculantes, o de sector y compuertas rectangulares deben de utilizarse siempre que sea posible, porque pueden fabricarse fácilmente y encontrarse en el mercado.

(b) *Ataguías y ataguías ranuradas.*-Las ataguías proporcionan un medio para aumentar el nivel del embalse por encima del nivel fijado para la coronación del aliviadero, cuando éste no es necesario para evacuar crecidas. Sin embargo, los condicionantes de seguridad excluyen este tipo de dispositivos. Las ataguías, normalmente están formadas por tablones de madera individuales o paneles metálicos anclados en la coronación; las ataguías ranuradas son tablones de madera o paneles metálicos colocados horizontalmente y encajados en los laterales en las ranuras que se hacen en los pilares de soporte. Para poder asegurar la capacidad de desagüe del aliviadero, tanto en uno como en ambos casos, se debe retirar la compuerta antes de que llegue la crecida o deben estar proyectadas de tal forma que se pueden quitar cuando el agua ya vierte sobre ellas.

Existen algunas variantes de las ataguías. Algunas deben ser colocadas y retiradas a mano, otras se diseñan para que se rompan cuando el agua empieza a verter sobre ellas y otras se diseñan de tal manera que puedan moverse de su posición original, automáticamente o manualmente, en el momento en que el nivel alcanza un valor predeterminado. Las alzas móviles son un tipo sencillo y económico de coronación móvil y presentan la ventaja de que se consigue un vertedero libre cuando se quitan los tablones y sus soportes. Sin embargo, presentan numerosas desventajas que limitan enormemente su empleo. Entre ellas se encuentran las siguientes: 1) Si no se consigue levantadas a tiempo, para el paso de la avenida, resultan peligrosas, sobre todo cuando la capacidad del embalse es pequeña y el río tiene avenidas repentinas. 2) Necesita la presencia de un operario o un equipo para levantarlas a menos que se haya previsto su rotura automática. 3) Si está prevista la rotura cuando el agua alcance cierto nivel su actuación es incierta y si efectivamente llega a romperse, se produce repentinamente un gran caudal poco deseable aguas abajo. 4) Generalmente no pueden colocarse en su posición original cuando está pasando el caudal sobre la coronación. 5) Son costosas de reemplazar si tienen que funcionar con frecuencia. 6) En algunos casos, sólo pueden ser utilizadas en épocas de poco caudal de aporte.

La ataguía ranurada es un conjunto de vigas de madera o paneles metálicos situadas una sobre otra hasta obtener la altura deseada. Forman un muro que se sujeta en las ranuras, dejadas a tal efecto, en los extremos del vano. La distancia entre las pilas de sujeción depende del material

de las viguetas, de la carga de agua que va a actuar sobre ellas y del mecanismo para su movimiento. La ataguía de viguetas horizontales, que se van quitando una a una conforme aumenta la necesidad de desagüe, es el tipo más simple de compuerta.

Estas ataguías de tableros sustituyen con menos coste otros tipos de compuertas más complejos si el espacio libre entre pilares es relativamente corto y su accionamiento no es demasiado frecuente. Sin embargo, cuando hay que quitarlas o colocarlas mientras está pasando caudal, requieren mecanismos de elevación tan complicados que su instalación puede ser más cara que las compuertas. Un aliviadero con una ataguía requiere la presencia de un equipo de operarios para quitar y colocar las viguetas. Además, puede representar un riesgo para la seguridad de la presa cuando el embalse sea pequeño y el río esté sujeto a avenidas repentinas, ya que hay que levantar la ataguía con la antelación suficiente para evacuarlas.

(c) *Compuertas deslizantes rectangulares.* - Se colocan en las ranuras dejadas para este propósito en las pilas laterales. Aunque pueden construirse de madera o de hormigón, es muy frecuente que sean metálicas (fundición o acero). Las guías-soporte pueden estar colocadas verticalmente y las compuertas se suben o bajan por medio de un torno situado en la parte superior.

En las compuertas deslizantes los extremos laterales del bastidor apoyan directamente en las guías y la impermeabilidad se consigue por presión de aquél contra éstas. Las dimensiones de este tipo de instalación están limitadas por la gran capacidad de elevación necesaria para accionarla, impuesta por el valor del rozamiento al elevarla, que es necesario vencer.

(d) *Compuertas con Ruedas o Rodillos.*- Cuando se necesitan compuertas mayores, pueden montarse ruedas o rodillos en ambos extremos de la compuerta rectangular para hacer una compuerta con ruedas o rodillos. El peso del agua se transmite a través de las ruedas al carril vertical anclado en el lado de aguas abajo de la ranura hecha en la pila. Este dispositivo reduce el rozamiento y permite el uso de elevadores más pequeños.

(e) *Compuertas de sector.* - Normalmente se construyen de acero. Están formadas por un segmento cilíndrico unido a los soportes por vigas radiales y ejes. El paramento cilíndrico se construye concéntrico con el eje de apoyo para conseguir que el empuje total de la carga de agua pase a través del eje; de esta manera basta un pequeño momento para el accionamiento de la compuerta. La carga de elevación se reduce así a la necesaria para vencer el peso de la compuerta, el rozamiento en los cojinetes y el rozamiento entre el dispositivo de impermeabilización y el estribo. Además se disponen con frecuencia contrapesos equivalentes al peso de la compuerta para reducir el esfuerzo de elevación necesario.

Estos esfuerzos mínimos de elevación hacen que la maniobra pueda ser realizada a mano en pequeñas instalaciones, que de otra manera requerirían una fuente de energía. Por esta misma causa, las compuertas de sector pueden ser adaptadas a mecanismos de control automáticos relativamente simples. Cuando se necesiten varias compuertas en un mismo aliviadero puede regularse el mecanismo automático de tal manera que se abran sucesivamente con los progresivos incrementos de nivel del embalse. También puede establecerse el automatismo para una o dos compuertas, accionándose las demás a mano. En el mercado se encuentran pequeñas compuertas de sector que pueden ser accionadas automáticamente o a mano.

UDHCONECTA.COM

C. HIDRÁULICA DE LAS ESTRUCTURAS DE CONTROL

9.10. Forma de los vertederos ajustados a la lámina vertiente.

Como se comentó en la sección 9-8 (c), la forma de la coronación que da lugar a los caudales óptimos es aquella que más se aproxima a la forma que adopta la parte inferior de una lámina en caída libre por un vertedero en pared delgada. La forma de este perfil depende de la carga existente, de la inclinación del paramento de aguas arriba del vertedero y de la altura del mismo sobre la solera del canal de entrada (que influye en la velocidad de aproximación a la coronación). Las formas de coronación han sido estudiadas extensamente en los laboratorios del Bureau of Reclamation y se han publicado tablas que permiten obtenerlas [18]. En la mayoría de los casos los datos pueden resumirse según lo indicado en la figura 9-21 (A), en la cual el gráfico tiene los ejes situados en el punto más alto de la coronación. La parte hacia aguas arriba del origen está definida por una curva simple, con una tangente o por una curva circular compuesta. La parte de aguas abajo está definida por la ecuación

$$\frac{y}{H_o} = -K\left(\frac{x}{H_o}\right)^n \qquad (2)$$

en la cual K y n son constantes cuyos valores dependen de la inclinación del paramento de aguas arriba y de la velocidad de aproximación del agua. La figura 9-21 indica los valores de estas constantes para diferentes condiciones.

La forma aproximada del perfil del vertedero cuando el paramento de aguas arriba es vertical y la velocidad de aproximación despreciable, puede verse en la figura 9-22. El perfil se construye como curva circular compuesta, cuyos radios están dados en función de H_o, carga total de agua sobre la coronación fijada en el proyecto. Esta definición es más simple que la de la figura 9-21, que tiene el inconveniente de necesitar la solución de una ecuación exponencial. Ofrece además la ventaja de estar presentada en una forma que permite fácilmente la construcción de plantillas para su dibujo. En condiciones normales de vertederos pequeños y cuando la altura P sea igual o mayor que la mitad de la altura de carga, este perfil es suficientemente aproximado para evitar presiones de coronación muy reducidas y que varíe sustancialmente la eficacia hidráulica del vertedero. Cuando P sea menor que la mitad de la carga sobre coronación, deberá determinarse el perfil por medio de la figura 9-21.

9.11. Caudal evacuado sobre un vertedero ajustado a la lámina vertiente.

(a) *Generalidades.*- El caudal vertido sobre un vertedero de este tipo es

$$Q = C\,L\,H_e^{3/2} \qquad (3)$$

donde

Q = caudal,

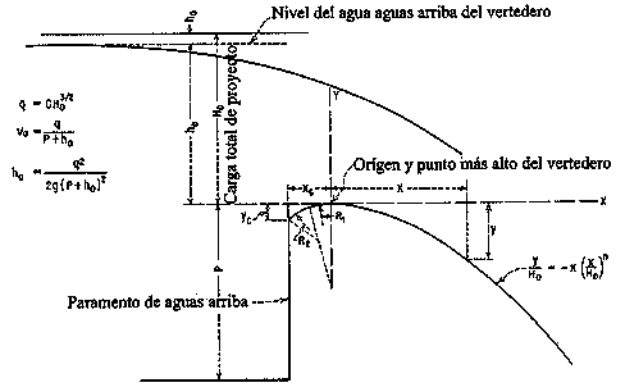
C = coeficiente de desagüe variable,

L = longitud efectiva de la coronación,

H_e = altura de la lámina vertiente sobre la coronación, más la altura debida a la velocidad de aproximación, h_a.

El coeficiente de desagüe C es función de muchas variables, tales como (1) el calado de aproximación, (2) la relación entre la forma real de la coronación y la forma ideal, (3) la inclinación del paramento de agua arriba, (4) la interferencia del zampeado de aguas abajo y (5) el calado de aguas abajo. El efecto de estos factores se estudia en el apartado 9.12.

En la altura sobre la coronación, H_o, no se incluyen ni las pérdidas por rozamiento en el canal de aproximación o por curvatura del canal de aguas arriba, ni las pérdidas en la sección de entrada o las debidas a la transición.



(A) ELEMENTOS DE PERFIL DE UN VERTEDERO ESTRICTO

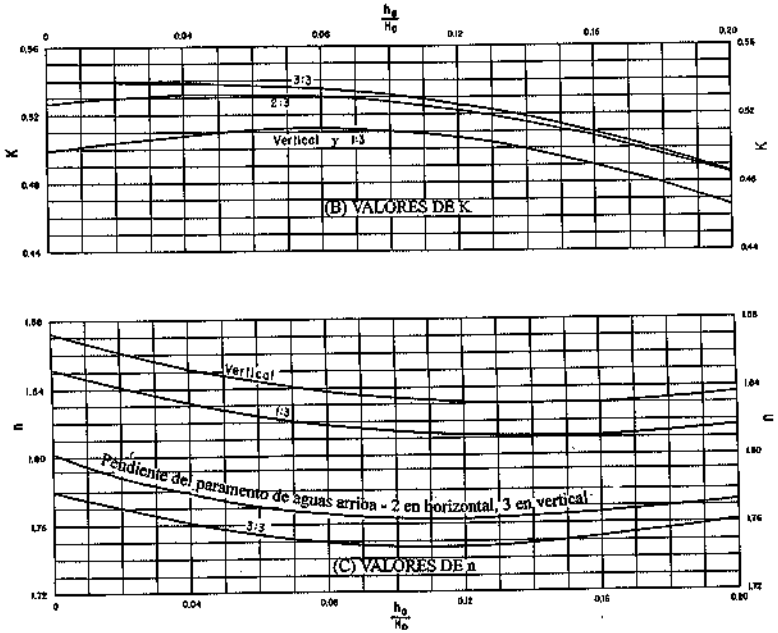


Figura 9-21.-Coeficientes que definen el perfil del vertedero estricto. 288-D-2406 (hoja 1 de 2).

UDHCONECTA.COM

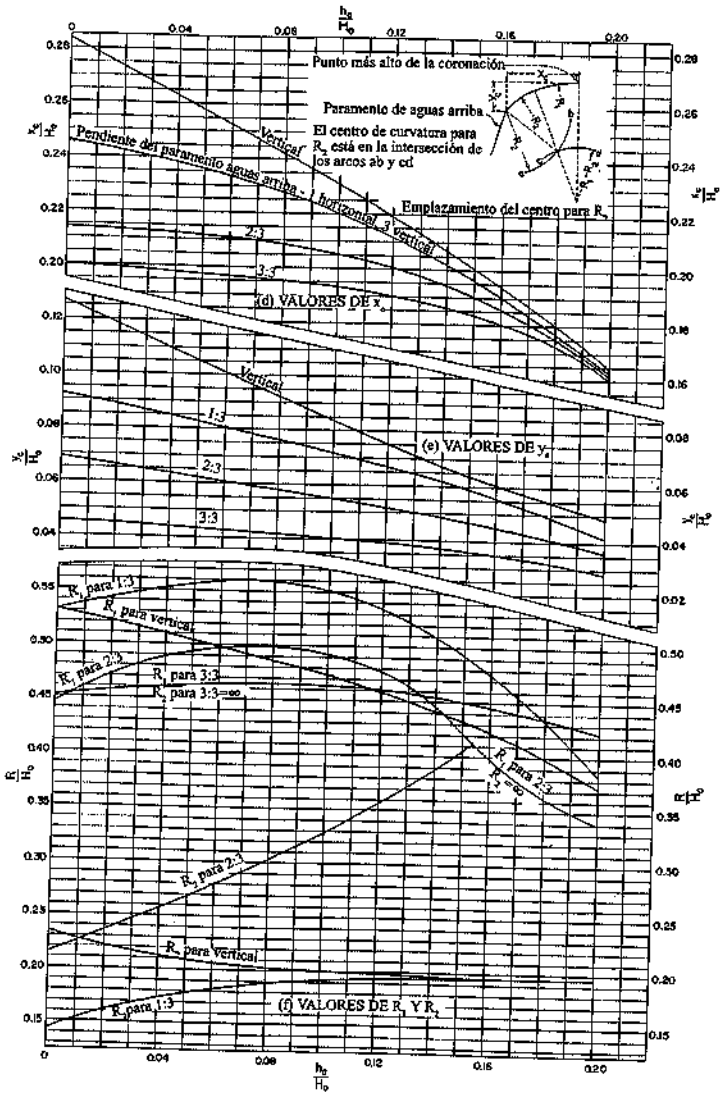


Figura 9-21.-Coeficientes que definen el perfil del vertedero estricto. 288-D-2407 (hoja 2 de 2).

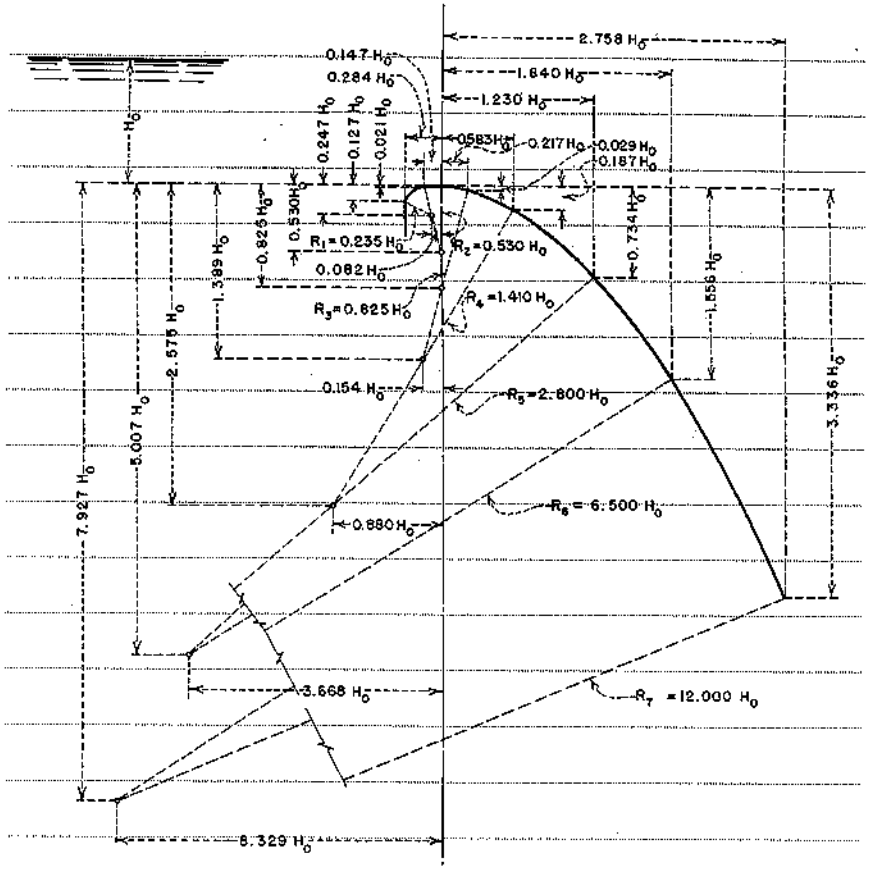


Figura 9.22.-Perfil de vertedero estricto definido por composición de curvas circulares. 288-D-2408.

Cuando el diseño del canal de aproximación produzca pérdidas no despreciables, deben añadirse a H_e para determinar los niveles en el embalse correspondientes a los caudales desaguados según la ecuación anterior (3).

(b) *Efecto de las pilas y estribos.*-Cuando existen pilas y estribos sobre la coronación, se producen contracciones laterales de la lámina vertiente y la longitud efectiva del vertedero, L, es menor que la total o neta, L'. Este efecto puede tenerse en cuenta reduciendo la longitud neta, L', como sigue:

$$L = L' - 2\,(N K_p + K_a)\,H_e \qquad (4)$$

donde

UDHCONECTA.COM

L = longitud efectiva de la coronación,

L' = longitud neta de la coronación,

N = número de pilas,

K_p = coeficiente de contracción debido a las pilas,

K_a = coeficiente de contracción debido a los estribos,

H_e = carga total sobre la coronación

El coeficiente de contracción debido a las pilas, K_p es función de la forma y situación del tajamar del espesor de la pila, de la altura proyectada del agua y de la velocidad de aproximación. Para las condiciones de proyecto de altura de agua, H_o, y coeficientes medios de contracción de las pilas, pueden emplearse los siguientes valores medios de K_p.

- Para pilas con tajamares rectangulares, con las esquinas redondeadas, con radios del orden de 0,1 del espesor de la pila: $K_p = 0{,}02$
- Para pilas con tajamares redondos $K_p = 0{,}01$
- Para pilas con tajamares apuntados $K_p = 0{,}0$

El coeficiente de contracción debido a los estribos, K_a, es función de la forma de los estribos, del ángulo entre el muro de aguas arriba y el eje del caudal, de la velocidad de aproximación y de la relación de la carga en cada momento a la de proyecto, H_e. Cuando la carga es la de proyecto, H_o, los coeficientes medios que pueden emplearse son los siguientes:

- Para estribos cuadrados con el muro de aguas arriba formando 90° con la dirección del caudal $K_a = 0{,}20$
- Para estribos redondeados con el muro formando 90° con la dirección del caudal, cuando $0{,}5H_o \leq r \leq 0{,}15H_o$: $K_a = 0{,}10$.
- Para estribos redondeados, cuando $r > 0{,}5H_o$ y el muro forma un ángulo no mayor de 45° con la dirección del caudal. $K_a = 0{,}0$

donde r = radio de la parte redondeada del estribo.

9.12. Coeficiente de desagüe de vertedero ajustado a lámina vertiente sin controlarlo.

(a) *Efecto del calado de aproximación.*-En un vertedero de pared delgada situado en un canal, la velocidad de aproximación es pequeña y da lugar a la máxima contracción vertical de la lámina vertiente. A medida que disminuye el calado de aproximación aumenta la velocidad y disminuye la contracción vertical. Para este tipo de vertederos, siempre que su altura no sea menor que la quinta parte del espesor de la lámina del caudal vertiente, el coeficiente de desagüe es casi constante con un valor de 1,82 aunque disminuya la contracción. En vertederos de altura menor que un quinto del espesor de la lámina, la contracción del caudal diminuye, se hace cada vez más pequeña y el coeficiente disminuye. Cuando la altura de la presa es cero, la contracción desaparece y el vertedero se convierte en un canal o un vertedero en pared gruesa, para el cual el coeficiente teórico es 1,704. Si los coeficientes de contracción en vertederos sobre pared delgada se relacionan con las alturas de carga, medidas desde el punto de máxima contracción en lugar de medirlas sobre el filo de la coronación, pueden establecerse los coeficientes de desagüe correspondientes a vertederos cuyo perfil se adapta a la forma de la lámina vertiente con distintas velocidades de aproximación. En la figura 9-23 se muestra un ábaco que relaciona el coeficiente C_o con valores de P/H_o. Estos coeficientes C_o son válidos únicamente en el caso en que la coronación adopte la forma ideal de la lámina vertiente, es decir, cuando $H_e/H_o = 1$.

(b) *Efectos producidos por cargas de agua distintas de las de proyecto.*-Cuando el vertedero tiene un perfil distinto del ideal, o cuando se ha dimensionado la coronación para una altura de agua mayor o menor que la que se está estudiando, el coeficiente de desagüe obtenido de la figura 9-23 no es válido. Un perfil más ancho que el ideal dará presiones positivas a lo largo de la coronación, con lo que se reducirá el caudal. Una coronación con vertedero más estrecho da lugar a presiones negativas en la superficie de contacto y aumenta el caudal desaguado. La figura 9-24 muestra la variación del coeficiente en función de H_e/H_o, donde H_e es la carga actual y H_o la de proyecto.

Para un vertedero cuyo perfil no se aproxime al perfil inferior de la lámina vertiente se puede aproximar su coeficiente buscando un perfil ideal que se acerque lo más posible al real. Con este coeficiente, se puede utilizar el valor H_o correspondiente al perfil ideal para determinar los coeficientes. [19]

Los coeficientes para distintas alturas de agua sobre la coronación, para preparar un diagrama que relacione los caudales de desagüe con distintas alturas de agua, pueden obtenerse de la figura 9-24.

(c) *Efecto de la inclinación del paramento de aguas arriba.*-Cuando la relación entre el calado de aproximación y la altura de agua sobre la coronación es pequeña, el coeficiente de desagüe aumenta con la inclinación del paramento de aguas arriba del vertedero. Cuando esta relación es grande, el coeficiente disminuye. Dentro del orden de magnitud considerado en este texto, el coeficiente de desagüe disminuye para valores grandes del cociente P/H_o, solamente cuando el paramento de aguas arriba tiene una pendiente muy pequeña. La figura 9-25 muestra la variación del cociente del coeficiente de desagüe correspondiente a un paramento con una cara con pendiente (inclinada), C_i, con el correspondiente al paramento vertical, C_v, obtenido de la figura 9-23 (y ajustada por la gráfica 9-24 si es necesario), en función de los valores de P/H_o.

(d) *Efectos de interferencia aguas abajo del pie del vertedero y sumergencia aguas abajo.*-Cuando el nivel aguas abajo del vertedero es suficientemente alto para afectar al caudal de vertido, se dice que está sumergido. La distancia vertical desde la coronación del vertedero a la solera y la profundidad del caudal aguas abajo, en relación con el nivel del agua en el embalse, son factores que alteran el coeficiente de desagüe.

Pueden diferenciarse cinco tipos distintos de caudales debajo de la coronación del aliviadero, según sean las posiciones relativas de la solera y del nivel del agua: (1) El caudal puede continuar en régimen supercrítico, (2) un resalto hidráulico parcial o incompleto inmediatamente aguas abajo de la coronación, (3) puede darse un resalto hidráulico completo, (4) puede formarse un resalto sumergido en el cual el chorro de gran velocidad buscará la cara superior del caudal y entonces continuará siguiendo un curso errático y fluctuante a través del agua más lenta, y (5) puede que no se produzca resalto alguno, el chorro romperá lejos de la cara del vertedero y correrá a lo largo de la superficie durante una distancia corta y finalmente se mezclará erráticamente con el agua más lenta que fluye por debajo de ésta. La figura 9-26 muestra la relación entre las posiciones de la solera y los niveles de aguas abajo que dan lugar a los distintos regímenes del caudal.

Cuando el caudal aguas abajo está en régimen supercrítico o se produce el resalto hidráulico, la disminución del coeficiente de desagüe se debe principalmente al efecto de la contrapresión en el talud de aguas abajo y es independiente de cualquier efecto de sumergimiento. La figura 9-27 muestra la influencia del nivel de la solera de aguas abajo sobre el coeficiente de desagüe. Puede verse que esta curva proporciona los mismos datos, en una forma ligeramente diferente, que las líneas verticales de trazos de la figura 9-26. Cuando la relación $(h_d+d)/H_e$ se aproxima a 1,0, el coeficiente de desagüe se acerca al 77 por 100 del correspondiente a un caudal no retenido. Suponiendo un coeficiente de 2,21 para caudal no retenido sobre una presa alta, el coeficiente cuando la presa está sumergida será aproximadamente de 1,70, que es del orden del coeficiente para labio grueso.

En la figura 9-26 puede verse que cuando la relación $(h_d+d)/H_e$ pasa de 1,7 la posición del fondo del canal aguas abajo tiene poco efecto

UDHCONECTA.COM

en el coeficiente de desagüe que, sin embargo, viene disminuido por efectos de sumergimiento. La figura 9-28 muestra la relación existente entre los coeficientes de desagüe cuando están afectados por condiciones de aguas abajo y cuando están libres. Esta curva muestra, de forma ligeramente diferente, la información representada por las líneas horizontales de trazos del gráfico 9-26. Cuando las líneas de trazos de la figura 9-26 se curvan, la disminución del coeficiente de descarga es el resultado de la combinación del efecto del caudal aguas abajo y de la posición de la solera.

9.13. *Ejemplos de proyecto de vertederos ajustados a la lámina vertiente sin controlar.*

Los dos ejemplos siguientes ilustran el procedimiento que se sigue en vertederos con forma ajustada al perfil de la lámina vertiente, incluyendo el cálculo de las pérdidas en el canal de aproximación y la carga debida a la velocidad, la determinación de la longitud total de coronación y las correcciones necesarias del coeficiente de desagüe por varias causas.

(a) *Ejemplo 1.-* Proyectar un vertedero libre como aliviadero que debe desaguar 56,6 m^3/s (2000 $pies^3/s$) con una carga de agua de 1,52 metros (5 pies) y dibujar la curva de desagüe. El paramento de aguas arriba del vertedero tiene una inclinación 1:1 y el canal de entrada, 30,5 m metros (100 pies) de longitud; en la coronación deben preverse las pilas de un puente cuyas luces no pueden exceder de 6 metros (20 pies); el espesor de las pilas es 45,7 centímetros (18 pulgadas), los tajamares son redondeados; los muros del estribo están redondeados con un radio de 1,5 metros (5 pies) y los cajeros del canal de aproximación forman un ángulo de 30° con el eje del aliviadero.

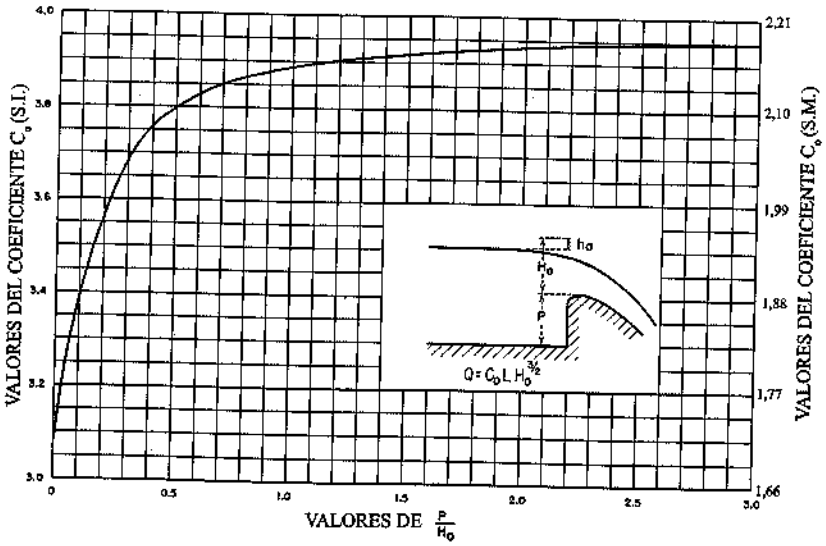


Figura 9-23.-Coeficientes de desagüe de un vertedero estricto con pared vertical aguas arriba. 288-D-2409.

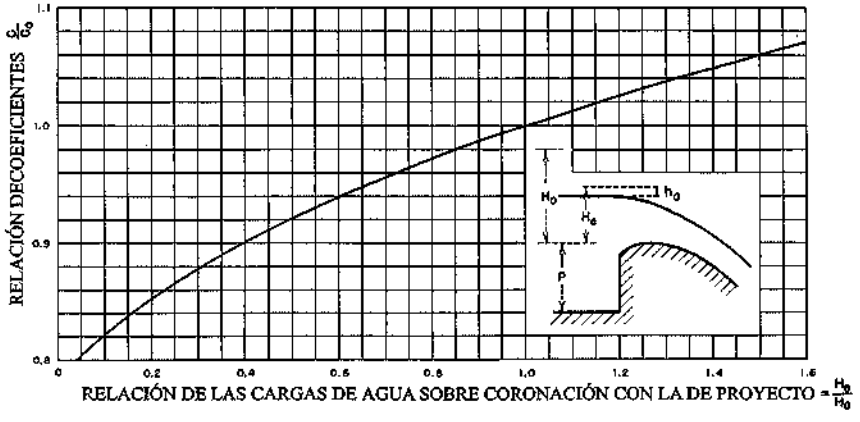


Figura 9-24.-Coeficiente de desagüe para alturas distintas de la de proyecto. 288-D-2410.

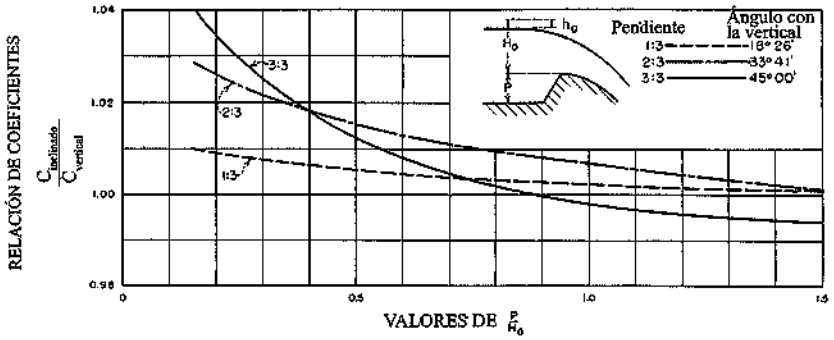


Figura 9.25.-Coeficientes de desagüe de un vertedero estricto con el paramento de aguas arriba inclinado. 288-D-2411.

Para resolver el problema deben fijarse las variables siguientes: calado de aproximación y nivel de la solera con relación a la coronación del vertedero. Hecho esto, se obtiene el coeficiente de desagüe. También se puede resolver fijando el coeficiente arbitrariamente y determinando las dimensiones. A continuación se dan ambas soluciones.

(1) *Procedimiento 1.-* Se supone que las soleras de aguas arriba y aguas abajo están, con respecto a la coronación, a una distancia de 0,60 metros (2 pies) y, por consiguiente, H_e+P es aproximadamente igual a 2,13 metros. (7 pies)

Para calcular las pérdidas en el canal de aproximación, se supone un valor de C para

UDHCONECTA.COM

obtener un valor aproximado de la velocidad de acercamiento. Sea C=2,04 (C=3,7 en unidades inglesas); entonces el caudal específico desaguado es:

$$q = C\,H_e^{3/2} = 2{,}04 \text{ x } 1{,}52^{3/2} = 3{,}82 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Por lo tanto, la velocidad de aproximación v_a será:

$$v_a = \frac{q}{H_e + P} = 1{,}8\,m/seg$$

y la altura de velocidad correspondiente

$$h_a = \frac{v_a^2}{2g} = 0{,}16\,metros$$

Suponiendo un valor de n= 0,0225 del coeficiente de Manning y haciendo el radio hidráulico r = calado aguas arriba, la pendiente S es igual a

$$S = \left(\frac{v_a \cdot n}{r^{2/3}}\right)^2 = 0{,}0006$$

Las pérdidas totales por rozamiento en el canal de aproximación son:

$$h_f = 30 \text{ x } 0{,}0006 = 0{,}018 \text{ metros}$$

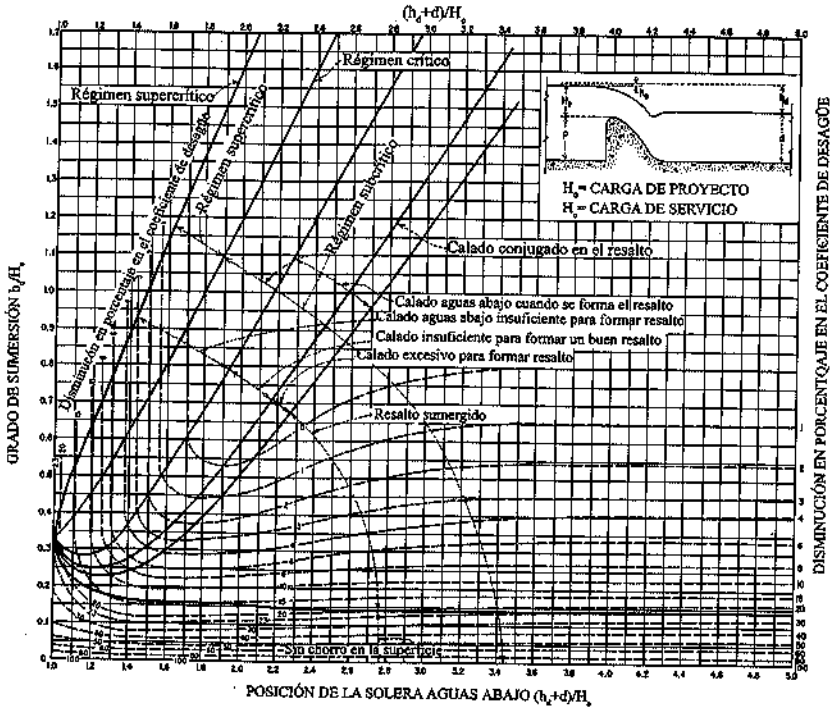


Figura 9.26.-Efectos del calado de aguas abajo en el desagüe por vertedero. 288-D-2412.

Suponiendo una pérdida en la entrada del canal igual a 0,1 h_a, la pérdida total de aguas arriba del vertedero es igual a

0,018+0,1 x 0,16=0,034 metros

La carga efectiva será:

$$H_o = 1{,}5 - 0{,}034 = 1{,}466 \text{ metros}$$

y

$$\frac{P}{H_o} = 0{,}41$$

Del gráfico 9-23, si P/H_o= 0,41, entonces C_o= 2,08 (C_o= 3,77 en unidades inglesas).

Este coeficiente debe corregirse con ayuda del gráfico 9-25 para tener en cuenta la inclinación del paramento de aguas arriba. Para un talud de pendiente 1:1 y con P/H_o= 0,41 la relación entre los coeficientes correspondientes a paramento inclinado y vertical es 1,018. Entonces

$$C_d = 1{,}018 \text{ x } 2{,}08 = 2{,}12$$

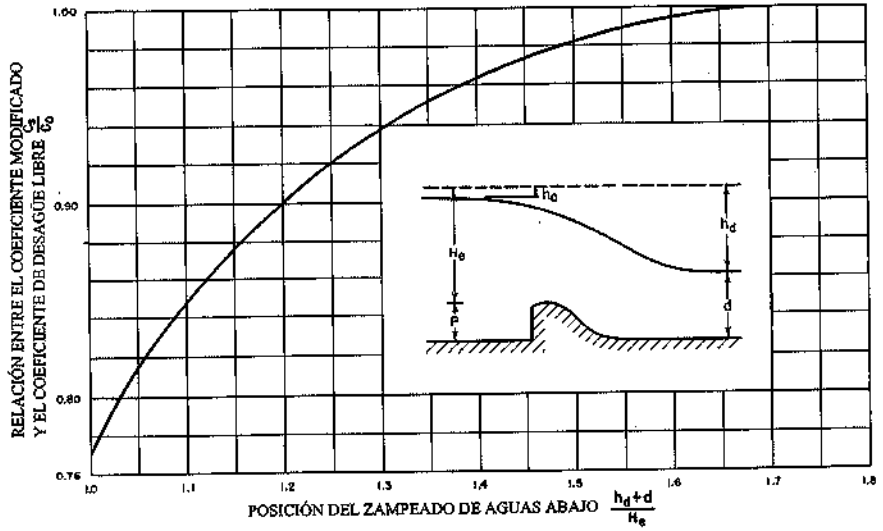


Figura 9-27.-Relación de los coeficientes de desagüe debido al efecto del zampeado de aguas abajo. 288-D-2413.

Para tener en cuenta los efectos del caudal aguas abajo se determina el valor de $(h_d+d)/H_e$ y h_d/H_e. El valor de $(h_d+d)/H_e$ es aproximadamente:

$$\frac{h_d + d}{H_e} = \frac{2{,}00}{1{,}49} = 1{,}41$$

De la figura 9-26, para $(h_d+d)/H_e$ = 1,41, se obtiene h_d/H_e en régimen supercrítico = 0,91. Si se mantuviera este régimen supercrítico,

$$h_d = 0{,}91\ H_e = 0{,}91 \text{ x } 1{,}49 = 1{,}36 \text{ metros}$$

y entonces

$$d = 2{,}00 - 1{,}36 = 0{,}74 \text{ metros}$$

Con el caudal específico indicado, la velocidad aguas abajo será

$$\frac{3{,}75}{0{,}74} = 5{,}1\ m^3/seg$$

UDHCONECTA.COM

y la altura de velocidad correspondiente

$$h_v = \frac{5{,}1^2}{2g} = 1{,}32 \text{ metros}$$

La semejanza de los valores de h_d y h_v demuestra que el caudal está en régimen supercrítico.

En la figura 9-26 puede verse que la influencia de aguas abajo es debida únicamente al nivel de solera, siendo por lo tanto aplicable la corrección dada por la figura 9-27. El ratio del coeficiente C_S modificado y el coeficiente C_o para una posición de la solera determinada por el ratio $(h_d + d)/H_e$ = 1,41 es C_S/C_o = 96,6 por 100. De esa forma el coeficiente queda corregido por todos los efectos que le afectan. Así, pues, el coeficiente de desagüe correcto es

2,12 x 0,966=2,05

El siguiente paso consiste en determinar la longitud de la coronación necesaria. Para la altura de diseño H_o = 1,466 metros, la longitud de coronación efectiva necesaria es:

$$L = \frac{Q}{CH_o^{3/2}} \frac{56{,}6}{(2{,}05)1{,}49^{3/2}} = 15{,}2 \text{ metros}$$

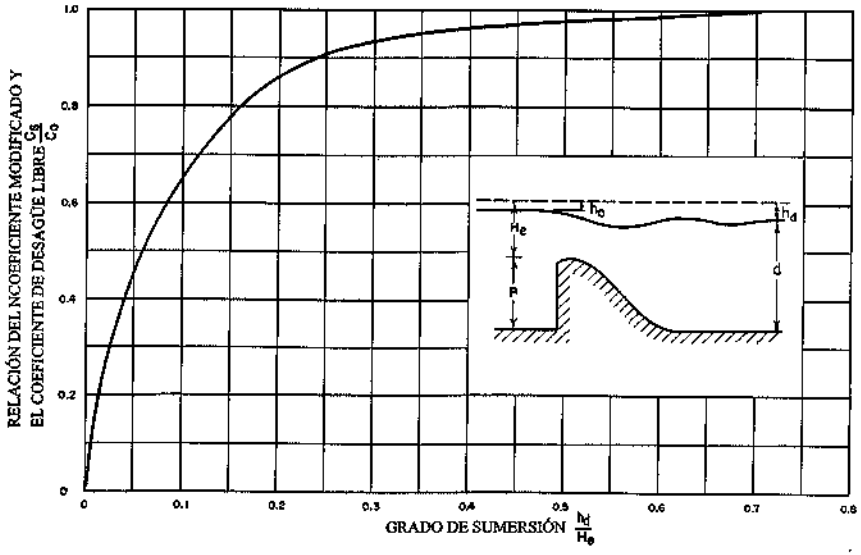


Figura 9-28.-Relación de los coeficientes de desagüe debido al efecto del nivel de aguas abajo. 288-D-2414.

Para corregir el efecto de pilas y estribos, la longitud neta de la ecuación (4) es:

$$L' = L + [2(NK_p + K_a)H_e]$$

Si los vanos del puente no deben exceder de 6 metros, se necesitarán dos pilas en la luz total a salvar. Por lo tanto $N = 2$:

L'=15,20+[2(2 x 0,01 +0)1,49]= 15,26 metros

El procedimiento anterior fija el coeficiente de desagüe para la altura de la lámina de agua de proyecto. Para calcular la curva de desagüe, deben determinarse los coeficientes correspondientes a cargas menores. Las correcciones del coeficiente de un caso para otro no son consistentes, por lo tanto, deben repetirse en cada caso el procedimiento. El cálculo puede ser tabulado en la forma indicada en la tabla 9-2.

(2) *Procedimiento 2.-* Suponemos en primer lugar un coeficiente de desagüe cualquiera, por ejemplo 1,90. El caudal por unidad de longitud, q, será $q = 1{,}90\ H_e^{3/2}$. Para H_e =1,52 metros q = 1,90 x $1{,}52^{3/2}$= 3,56 m^3/seg. La longitud efectiva de coronación necesaria será

$$L = \frac{Q}{q} = \frac{56{,}5}{3{,}56} = 15{,}9\ m$$

Después, la figura 9-23 nos da el calado de aproximación, para C = 1,90 resulta P/H_o = 0,2, con lo cual la profundidad no puede ser menor de 1,5 x 0,2 = 0,3 metros. Para tener en cuenta los otros factores, que pueden reducir el coeficiente, parece razonable adoptar una profundidad de 0,60 metros. Con esto, el cálculo de las pérdidas aguas arriba se realiza de la misma forma que en el primer procedimiento y la carga efectiva es H_o = 1,49 metros. Análogamente el coeficiente C_i= 2,12.

Dado que, el coeficiente 1,9 fue supuesto para una carga bruta de 1,52 metros; para la verdadera de 1,49 metros el coeficiente correspondiente será C_o y

$$\frac{C_o}{C_g} = \frac{H_g^{3/2}}{H_e^{3/2}};$$

donde:

$$C_o = C_g \left(\frac{H_g}{H_e}\right)^{3/2} = 1{,}9\left(\frac{1{,}524}{1{,}490}\right)^{3/2} = 1{,}97$$

Por lo tanto, el ratio de sumergimiento C_S/C_o = 1,97/ 2,12= 0,93 y de la figura 9-27, $(h_d + d)/H_e$ = 1,27. De ahí $h_d + d$ = 1,27 x 1,49= 1,95 metros. Por lo tanto, indica que el nivel de solera aguas abajo debe situarse a 0,43 metros por debajo del nivel de coronación.

Por otra parte, se comprobó con anterioridad que los efectos de pilas y contracciones son pequeños, por lo que se desprecian en este ejemplo adoptándose como longitud neta de la coronación 15,25 metros. Esta longitud de coronación y la posición de la solera de aguas abajo pueden ser variadas suponiendo otros coeficientes y otros calados aguas arriba. Puede trazarse la curva de caudales desaguados por un proceso análogo al empleado anteriormente.

(b) *Ejemplo 2.*-Proyectar un vertedero de superficie libre en una presa de derivación, para un caudal de 56,6 m^3/s con un calado aguas arriba de la presa que no sobrepase en 1,52 m. el nivel de la coronación. El vertedero tiene 2,4 m. de altura; los estribos son ortogonales al eje del caudal y la arista adyacente a la coronación está redondeada con un radio de 30 cm. Para el caudal de 56,6 m^3/s el nivel aguas abajo del vertedero, está a 1,07 m. por encima de la coronación.

Para una altura H_e = 1,52 m., una altura de coronación de 2,4 m. y la altura de sumergimiento de 1,05 m., se tiene: $(h_d + d)$ / H_e =3,96 / 1,52= 2,6 y h_d/H_e = 0.46 / 1,52 = 0,30 La figura 9-26 muestra que para esos datos, aguas abajo se formará un resalto hidráulico sumergido, y se producirá una reducción en el coeficiente de desagüe del 6 por 100.

Aproximadamente, P/H_o = 1,6 y el coeficiente de desagüe obtenido de la figura 9-23 es 2,17. Reduciéndolo en el 6 por 100 resulta un coeficiente de 2,04.

El caudal específico (caudal por unidad de longitud) desaguado es $q = C\ H_o^{3/2}$ = 2,04 x $1{,}52^{3/2}$ = 3,82 metros cúbicos por segundo. Por lo tanto, la velocidad de aproximación V_a =3,82/3,96=0,97 metros por segundo y la altura de velocidad correspondiente h_a= 4,7 centímetros. Con esto H_o = 1,52 + 0,047 = 1,567 m.

UDHCONECTA.COM

Tabla 9-2.-Proyecto de un vertedero ajustado a la forma de la lámina libre.
Ejemplo 1. Procedimiento 1.° ; Datos L = 15,24 metros[1], H_o =1,49 metros y P = 0,61 metros

$\frac{H_e}{H_0}$	H_e (m)	[2] $\frac{C}{C_0}$	[3] C_i	h_d+d (m)	$\frac{h_d+d}{H_e}$	[4] $\frac{C_s}{C}$	C_s	$C_s H_e^{3/2}$	H_e+P (m)	v_a (apr)	h_a (m)	S	Pérdida en la entrada, 0,1 h_a	Total pérdida aprox. (m)	Carga bruta, (m)	Q total $Q=C_s L H_e^{3/2}$ (m^3/s)
0,1	0,149	0,82	1,74	0.76	5.09	1	1.71	0.10	0.76	0.13	0.0009	0,00001	0	0,0003	0,149	1.5
0,2	0,298	35	1,8	0.91	3.05	1	1.77	0.29	0.91	0.32	0.0051	0,00006	0,0005	0,0023	0,301	4.4
0,4	0,596	90	1,91	1.21	2.02	1	1.91	0.88	1.21	0.73	0.0271	0,0002	0,0027	0,0086	0,605	13.4
0,6	0,894	0,94	1,99	1.50	1.68	1,06	1.99	1.68	1.50	1.12	0.0641	0,0004	0,0064	0,0183	0,912	25.7
0,8	1,19	0,97	2,06	1.80	1.51	0,982	2.02	2.63	1.80	1.46	0.1087	0,0005	0,0109	0,0256	1,219	40.1
1	1,49	1	2,12	2.10	1.41	0,966	2.05	3.73	2.10	1.77	0.1606	0,0006	0,0160	0,0337	1,524	56.8
1,2	1,79	1,03	2,19	2.40	1.34	0,95	2.08	4.96	2.40	2.07	0.2186	0,0007	0,0219	0,0427	1.831	75.7

[1]La longitud efectiva y la longitud neta del vertedero para H_0 son 15,21 y 15,27 metros, respectivamente. Dada la pequeña magnitud del efecto de las pilas, se puede considerar un valor medio de 15,24 para todos los valore de H_0. Si el efecto de las pilas fuera significativo, se deberá calcular de forma separada la longitud efectiva de la creta del vertedero para cada valor de *He*.
[2]De la figura 9-24
[3]C_i para H_o
[4]De la figura 9-27

Revisando el coeficiente P/H_o, no se obtiene variación sensible del coeficiente obtenido con la figura 9-23. El valor revisado de $(h_d+d)/H_o$ =4,01/1,57 es 2,55 y de $(h_d)/H_o$=0,50/1,57 es 0,32. La reducción en el coeficiente debido al sumergimiento de la figura 9-26 es de un 5 por 100. El coeficiente de descarga revisado, C, es el 95 por ciento de 2,17, es decir, 2,17 x 0,95 = 2,06. La longitud de coronación efectiva, L, es igual a:

$$Q / CH_o^{3/2} = .56,6 / (2,06 \times (1,567)^{3/2}) = 14 \text{ m.}$$

La longitud neta, L', de vertedero se obtiene utilizando la expresión del ejemplo anterior (4). Si no existen pilas, la longitud neta de la coronación es:

$$L' = L + 2 K_a H_e$$

Para estribos ortogonales al eje del caudal y para radio mayor que 0,15 H_o

$$K_a = 0,10$$

Por lo tanto

$$L' = 14 + 2 \times 0,10 \times 1,567 = 14,3 \text{ m.}$$

9.14. Vertederos que se ajustan a la lámina vertiente, sin controlar, proyectados para cargas menores de la máxima.

En algunas ocasiones puede reducirse el coste de un vertedero de superficie libre calculándolo para una carga menor que la máxima previsible. Como se ha visto anteriormente, el uso de una altura de agua menor de proyecto da lugar a mayores caudales vertidos para todo el abanico de alturas de agua. El incremento de capacidad hace posible economizar reduciendo la longitud de la coronación o la sobrecarga máxima de altura de agua.

Experimentalmente se ha comprobado que las presiones negativas que se producen en la parte superior del perfil del vertedero, no sobrepasan la mitad de la altura de agua utilizada para el proyecto, siempre y cuando esta altura no sea menor que el 75 por 100 de la máxima. En la mayoría de los casos en el proyecto de aliviaderos pequeños, estas presiones negativas serán poco importantes y pueden tolerarse, ya que no se acercan nunca al límite en que pueden producir cavitación. Sin embargo, se deberán adoptar precauciones al construir la superficie de la coronación en donde pueden presentarse estas presiones negativas, porque las irregularidades producidas por salientes o huecos pueden hacer aumentar las presiones negativas hasta dar lugar a cavitación.

Las presiones negativas en la coronación pueden dar lugar a un conjunto de fuerzas actuando hacia arriba y hacia aguas abajo. Estas fuerzas deberán tenerse en cuenta al estudiar la estabilidad estructural del vertedero.

En la figura 9-29 se representa un diagrama de fuerzas aproximado de este fenómeno para el caso en que la carga de agua empleada en el proyecto sea el 75 por 100 de la carga máxima. Está basado en ensayos realizados con vertederos en los que la velocidad de aproximación era despreciable y la forma del aliviadero perfecta. Para valores intermedios entre el 75 por 100 y el 100 por 100 se puede suponer que las presiones varían linealmente, considerando que cuando $H_o/H_e = 1$ no existen presiones negativas.

9.15. Vertederos con compuertas.

En los vertederos con compuertas, cuando éstas están levantadas parcialmente, el desagüe se produce de la misma manera que a través de un orificio. Con alturas de agua grandes sobre una compuerta poco abierta, la trayectoria del agua será la de un chorro que sale a través de un orificio. Si éste es vertical su trayectoria puede expresarse por la ecuación parabólica:

$$-y = \frac{x^2}{4H} \qquad (5)$$

donde H es la carga de agua medida sobre el centro del orificio. En el caso de orificio inclinado un ángulo θ con la vertical, la ecuación es:

$$-y = x \tan\theta + \frac{x^2}{4H \cos^2\theta} \qquad (6)$$

Si se quieren evitar las presiones negativas en la coronación del vertedero, debe adaptarse el perfil del mismo a la trayectoria correspondiente a partir del punto de contacto con la compuerta.

Se ha comprobado que cuando se trabaja con pequeñas aberturas de compuerta, bajo grandes cargas de agua, se presentan presiones negativas a lo largo de la coronación en la región inmediatamente debajo de la compuerta, si el perfil es más bajo que el correspondiente a la trayectoria del chorro. Se ha visto de forma experimental que estas presiones negativas son equivalentes al décimo de la altura de agua de cálculo, si la forma del perfil adoptado es la ideal para la carga máxima de agua, ecuación (2) y el aliviadero funciona con la compuerta poco abierta. El diagrama de fuerzas para este caso se indica en la figura 9-30.

Adoptando un perfil de trayectoria, en lugar del perfil de lámina vertiente, aguas abajo del umbral de la compuerta se reduce, al ser más ancho, la eficacia del desagüe cuando la compuerta está completamente abierta. Cuando no es importante conseguir el rendimiento óptimo y se necesita por razones de estabilidad estructural un perfil más ancho, puede adoptarse el perfil de trayectoria para evitar presiones negativas a lo largo de la coronación. Cuando se proyecta el perfil del vertedero de acuerdo con el perfil de la lámina vertiente para la carga máxima de agua, se puede reducir la zona de presiones negativas que se producen, situando el umbral de la compuerta aguas abajo de la coronación del vertedero. De esta forma se obtiene un orificio inclinado, hacia aguas abajo, con una trayectoria más próxima a la de la lámina vertiente.

BIBLIOTECA ETSEA UNIVERSITAT DE LLEIDA

UDHCONECTA.COM

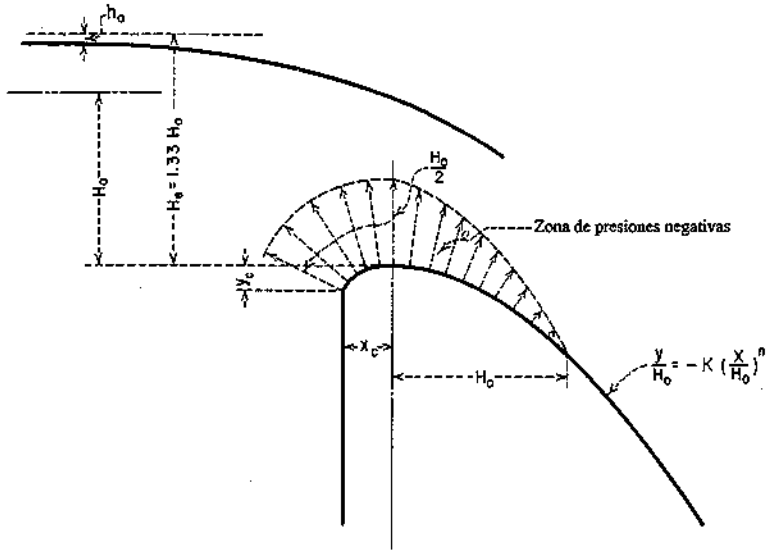


Figura 9-29.-Presiones negativas en la coronación del vertedero para $H_a/H_e = 0{,}75$. 288-D-2415.

9.16. *Desagüe por vertederos, que se ajustan a la lámina vertiente, provistos de compuertas.-*

El desagüe por un aliviadero con compuertas cuando está parcialmente abierto es similar al desagüe a través de un orificio con pequeñas cargas y se puede calcular por la siguiente ecuación:

$$Q = CDL\sqrt{2gH} \qquad (7)$$

en donde:

H= Altura de agua desde el centro de la apertura de la puerta (incluyendo la debida a la velocidad de aproximación)

D= La mínima distancia del labio de la compuerta a la coronación, y

L= Anchura de la coronación

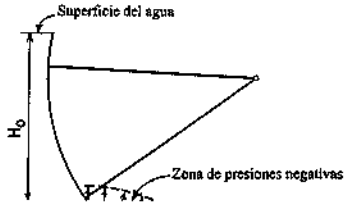




Figura 9-30.-Presiones negativas en coronación en un desagüe con compuertas. 288-D-2416.

El coeficiente, C, depende principalmente de las condiciones de las líneas de corriente que se aproximan y salen por el orificio. Además, estas líneas de corriente dependen de la forma de la coronación, el tipo y la compuerta. La figura 9-31, que muestra coeficientes de desagüe para orificios con distintos ángulos θ, pueden ser usados para compuertas normales o radiales situadas en la coronación o aguas abajo de la misma. El ángulo θ para una apertura dada, para compuertas radiales, es el ángulo formado por la tangente al labio de la coronación y la tangente a la curva de la coronación en el punto más cercano de ésta. Este ángulo queda afectado por el radio de la compuerta y la situación del eje. Ir a [20] para ver información adicional y el cálculo geométrico.

9.17. *Aliviaderos en canal lateral.*

(a) *Generalidades.*-La teoría del flujo en un vertedero de canal lateral [21] se basa principalmente en la ley de conservación de la cantidad de movimiento, suponiendo que las únicas fuerzas que producen el movimiento en el canal, son las debidas a la caída de la superficie del agua según la dirección del eje del canal. Esta hipótesis supone que toda la energía que tiene el agua en la coronación del vertedero se disipa al mezclarse con la corriente del canal y no interviene por lo tanto en el movimiento del agua en él. La velocidad axial se produce una vez que las partículas de agua se incorporan a la corriente del canal.

Para una longitud de canal lateral suficientemente corta, la cantidad de movimiento al principio, más el incremento del mismo debido a cualquier tipo de fuerza exterior, deberá ser igual a la cantidad de movimiento final. Siendo, Δx la longitud del tramo considerado, v la velocidad y Q el caudal aguas arriba, $v+\Delta v$ y $Q+q(\Delta x)$, serán las mismas magnitudes aguas abajo (q es el caudal por unidad de longitud de vertedero). La cantidad de movimiento en las dos secciones será:

Aguas arriba $\quad M_u = \frac{Q_v}{g} \qquad (8)$

Aguas abajo $\quad M_d = \frac{[Q+q(\Delta x)]}{g}(v+\Delta v) \qquad (9)$

Restando (8) de (9):

$$\Delta M = \frac{Q(\Delta v)}{g} + \frac{q(\Delta x)}{g}(v+\Delta v) \qquad (10)$$

Dividiendo por Δx

$$\frac{\Delta M}{\Delta x} = \frac{Q(\Delta v)}{g(\Delta x)} + \frac{q}{g}(v+\Delta v) \qquad (11)$$

Teniendo en cuenta que la variación de la cantidad de movimiento en el tiempo es v veces dicha variación con respecto de x, que la velocidad media es $v+(\Delta v/2)$ y que $\Delta x = (v+\Delta v/2)\,\Delta t$, resulta:

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \frac{Q(\Delta v)}{g(\Delta x)}\left[v+\frac{1}{2}(\Delta v)\right] + \frac{q}{g}(v+\Delta v)\left[v+\frac{1}{2}(\Delta v)\right] \qquad (12)$$

Como $\Delta M / \Delta t$ es la fuerza de aceleración, que es igual a la pendiente de la superficie del agua $\Delta y / \Delta x$ por el caudal medio, la ecuación (12) se puede escribir:

$$\frac{\Delta y}{\Delta x}\left[Q+\frac{1}{2}(\Delta Q)\right] = \frac{Q(\Delta v)}{g(\Delta x)}\left[v+\frac{1}{2}(\Delta v)\right] + \frac{q}{g}(v+\Delta v)\left[v+\frac{1}{2}(\Delta v)\right] \qquad (13)$$

de la cual se deduce el cambio de altura de la superficie del agua

$$\Delta y = \frac{Q\left[v+\frac{1}{2}(\Delta v)\right]}{g\left[Q+\frac{1}{2}(\Delta Q)\right]}\left[\Delta v + \frac{q(\Delta x)}{Q}(v+\Delta v)\right] \qquad (14)$$

Si Q_1 y v_1 son los valores al principio del tramo considerado y Q_2 y v_2 son los mismos al final, esta ecuación puede escribirse

$$\Delta y = \frac{Q_1}{g}\frac{(v_1+v_2)}{(Q_1+Q_2)}\left[(v_2-v_1)+\frac{v_2(Q_2-Q_1)}{Q_1}\right] \qquad (15)$$

UDHCONECTA.COM

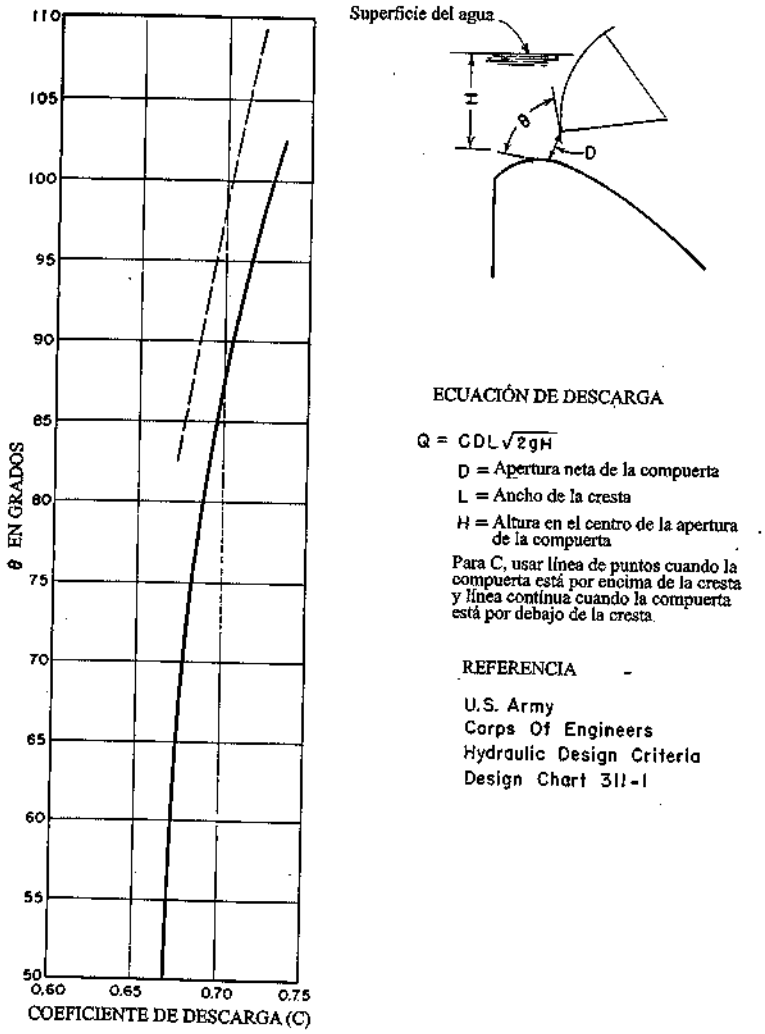


Figura 9-31.—Coeficiente de desagüe bajo compuerta. 103-D-1875.

De la misma manera, la fórmula puede escribirse de la siguiente forma:

$$\Delta y = \frac{Q_2}{g}\frac{(v_1+v_2)}{(Q_1+Q_2)}\left[(v_2-v_1)+\frac{v_1(Q_2-Q_1)}{Q_2}\right] \qquad (16)$$

Utilizando una de estas dos ecuaciones (15) ó (16) puede obtenerse el perfil de la superficie líquida para cualquier caso particular de canal lateral, suponiéndolo dividido en tramos una vez fijado el punto inicial. La solución de las ecuaciones (15) ó (16) se obtiene por el método de aproximaciones sucesivas. Para un tramo de longitud Δx, los caudales Q_1 y Q_2 son conocidos, y conocido el calado en un extremo del tramo puede calcularse Δy, con lo cual se tiene la profundidad en el otro extremo.

De la misma manera que en otros cálculos de perfiles de la superficie del agua los calados y las características hidráulicas del caudal están afectadas por la influencia del remanso desde un punto de control, o por condiciones críticas en el tramo que se está considerando. La elección del punto de control para empezar el cálculo se discute en el punto siguiente.

Cuando la solera del canal lateral se ha escogido de modo que el calado sea mayor que la mínima energía específica, el caudal estará en régimen lento o rápido, según sea la relación que exista entre el perfil del fondo y la pendiente crítica o la influencia de la sección de control situada aguas abajo. Si la pendiente de la solera es mayor que la crítica y no existe una sección de control aguas abajo del canal lateral, prevalecerá el régimen rápido a lo largo de todo el canal. En este caso las velocidades serán altas y los calados pequeños, resultando un salto relativamente grande entre el nivel del agua en el embalse y en el canal. Este caso se representa en el perfil B' de la figura 9-32. Por el contrario, si se establece una sección de control aguas abajo del canal lateral para aumentar los calados aguas arriba se podrá conseguir un régimen lento. Las velocidades serán menores que la crítica y se conseguirán mayores alturas de agua en el canal reduciéndose el salto. Este caso se representa en el perfil A' de la figura 9-32.

El efecto de la altura de caída desde el embalse al canal, para cada tipo de régimen de caudal, está representado en la figura 9-32 (B). En ella puede verse que en el caso de régimen lento el caudal entrante no puede producir velocidades transversales elevadas, porque penetra en la corriente del canal con un salto muy reducido; de esta manera se consigue una difusión perfecta con el agua del canal. Puesto que tanto la velocidad de llegada como la del canal son relativamente lentas, se conseguirá una mezcla casi completa de los caudales y se producirá un flujo bastante suave en el canal.

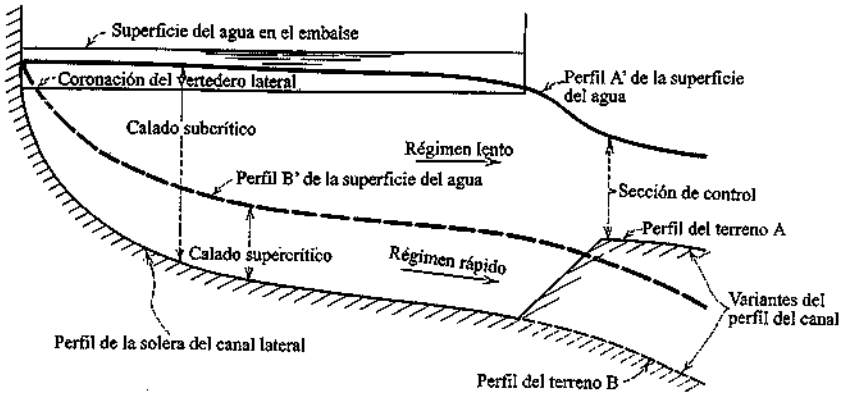
Cuando el régimen en el canal sea rápido, sus velocidades serán altas y la mezcla del caudal transversal de gran energía con el agua del canal será turbulenta y tumultuosa. La corriente transversal tenderá a arrastrar a la del canal hacia el lado opuesto al vertedero produciéndose violentos oleajes con las correspondientes vibraciones. Es pues obvio que, para conseguir un buen funcionamiento del salto debe mantenerse la corriente en régimen lento; lo que puede conseguirse disponiendo una sección de control aguas abajo de la caída.

La sección transversal del canal lateral depende del vertedero por un lado y de las condiciones del cauce por el lado opuesto. Normalmente no se proyectan canales laterales a causa de las turbulencias y vibraciones que se producen (excepto en el caso de existir una buena cimentación en roca). Por eso, cuando se construyen, deben estar revestidos de hormigón y anclados firmemente en la roca. La sección transversal más empleada es la trapecial.

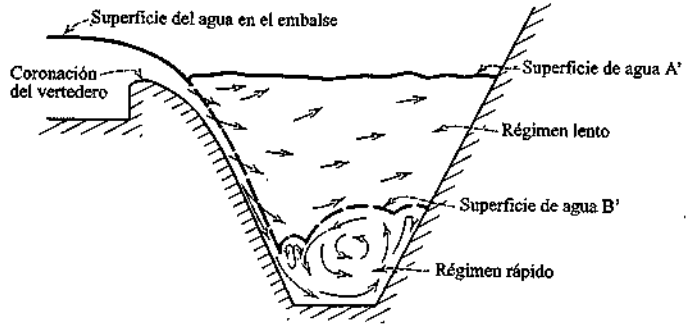
Debe estudiarse cuidadosamente la relación de la anchura de solera con la altura. Si la relación anchura-profundidad es grande, el calado en el canal será demasiado pequeño, tal y como se muestra en la figura 9-33, sección "abfg". Es evidente que en estas condiciones se conseguirá una difusión muy escasa de las dos

UDHCONECTA.COM

corrientes. La sección transversal cuya relación anchura-profundidad sea mínima, proporcionará las condiciones hidráulicas óptimas: la sección "adj" (en la figura 9-33) sería ideal, tanto desde el punto de vista hidráulico como desde el económico. Sin embargo, se requiere una anchura mínima en la solera debido a necesidades constructivas. Además, deben de tenerse en cuenta la estabilidad de la estructura y de la ladera que pueden ponerse en peligro con un corte excesivamente profundo. Por lo tanto, debe darse a la base de la sección una anchura mínima, compatible con los aspectos prácticos y estructurales del problema.



(A) PERFIL DEL CANAL LATERAL



(B) SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CANAL LATERAL

Figura 9-32.-Características del flujo en un canal lateral. 288-D-2418.

Se consigue una sección de control en el canal lateral aguas abajo acercando los lados o elevando su solera para obtener una sección con calado crítico. El caudal aguas arriba podrá tener régimen lento, obteniéndose el calado deseado en el tramo donde es necesario. Este calado deberá elegirse de tal manera que no se sumerja la coronación del vertedero, pero consiguiendo el mayor calado posible. Aguas abajo de la sección de control, el flujo será el mismo que en un canal normal o en vertedero.

(b) *Ejemplo de proyecto*: Un ejemplo de diseño muestra el procedimiento para determinar el diseño hidráulico. El problema es proyectar un aliviadero en canal lateral, de 30,5 metros de longitud (de la estación 0+00 a la 1+00) para desaguar un caudal máximo de 56,6 m^3/s. La coronación del aliviadero está en la cota 304,80 y el caudal desaguado por unidad de longitud es q= 56,6/30,5 = 1,86 m^3/s. Suponiendo un coeficiente de desagüe $C = 2$ se obtiene $H_o = (q/C)^{2/3}$=0,95 m.

Se supone que el canal lateral tiene una sección trapecial con taludes de inclinación, 1/2:1, una anchura en solera de 3,05 m., y la pendiente del fondo de una centésima. (La pendiente del perfil del canal es arbitraria; sin embargo, una solera casi horizontal dará lugar a calados mayores y velocidades más pequeñas, asegurando con ello una más perfecta mezcla de caudales en el extremo de aguas arriba del canal, evitando además que para desagües pequeños se produzcan regímenes rápidos). También se supone que existe una sección de control aguas abajo, con la solera al mismo nivel que la del canal, y que existe una transición de las paredes inclinadas de sección del canal a las verticales de la sección de control. Arbitrariamente supondremos que la cota de referencia en la sección de control es 30,50.

En estas condiciones, el calado crítico, d_c, en la sección de control es $d_c = (q_1^2/g)^{1/3}$

En este ejemplo:

$$q_1 = \frac{56,6}{3,05} = 18,56 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$d_c = \left(\frac{18,56^2}{9,8}\right)^{1/3} = 3,28 \text{ m.}$$

$$v_c = \frac{q_1}{d_c} = \frac{18,56}{3,28} = 5,67 \text{ m/s.}$$

$$h_{v_c} = \frac{v_c^2}{2g} = \frac{5,67^2}{2(9,8)} = 1,64 \text{ m.}$$

Se supone que las pérdidas en el canal lateral desde el final del vertedero hasta la sección de control (pérdidas debidas a la contracción de la sección, a la difusión del caudal no efectuada en el vertedero propiamente dicho y al rozamiento) son equivalentes al 20 por 100 de la diferencia entre las alturas de velocidad en los extremos de la transición. Las características del caudal en el extremo aguas abajo del canal lateral se obtienen por medio del teorema de Bernoulli (apéndice B). Para la figura 9-34, el teorema de Bernoulli se puede escribir:

$$d_{(1+00)} + h_{V(1+00)} = d_c + h_{Vc} + 0,2\,(h_{Vc} - h_{V(1+00)})$$

Expresión que debe resolverse por aproximaciones sucesivas, suponiendo en primer lugar un valor de d_{1+00} y obteniendo $h_{V(1+00)}$. Si los valores obtenidos no satisfacen la ecuación anterior, debe repetirse el proceso con nuevos valores de d_{1+00}.

Para d_{1+00}=4,98, el área de la sección transversal del canal lateral es 27,59 m^2.

$$v_{(1+00)} = 56,6/27,59 = 2,05 \text{ m/s.}$$

$$h_{V(1+00)} = \frac{2,05^2}{2(9,8)} = 0,21 \text{ m.}$$

$$0,2(h_{Vc} - h_{V(1+00)}) = 0,2(1,64-0,21) = 0,29 \text{ m.}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación de Bernoulli

$$4,98 + 0,21 = 3,28 + 1,64 + 0,29$$

$$5,19 = 5,21; \text{ cumple}$$

UDHCONECTA.COM

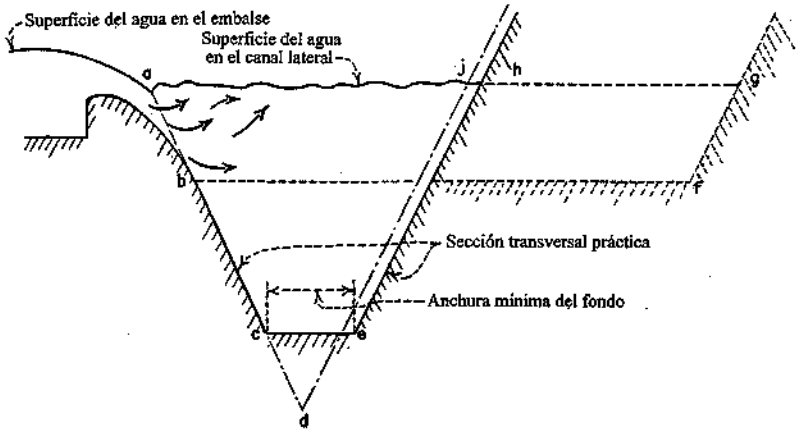


Figura 9-33.-Comparación de distintas secciones transversales del canal lateral. 288-D-2419.

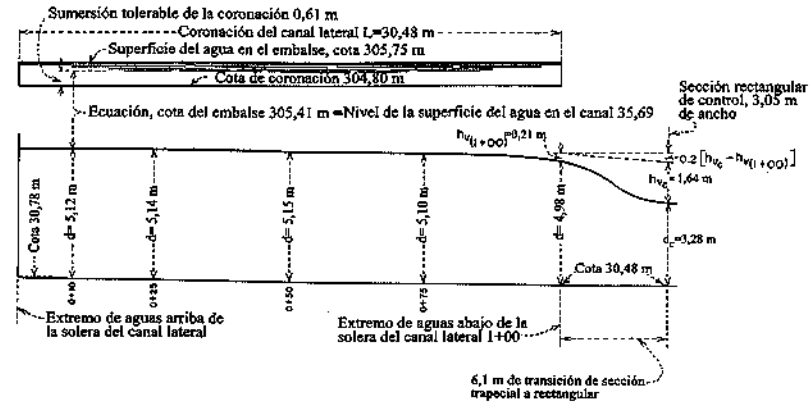


Figura 9-34.-Ejemplo del cálculo de un aliviadero en canal lateral. 288-D-2420.

Una vez determinadas las características hidráulicas en el extremo de aguas abajo (estación 1+00) el perfil de la superficie del agua a lo largo del canal lateral se obtiene de la ecuación (15). Los cálculos por aproximaciones sucesivas se recogen en la tabla 9-3 y los resultados se esquematizan en la figura 9-34.

Después, se encaja el perfil del canal con la cota de coronación del vertedero, relacionando el nivel del agua en el embalse con el perfil del agua obtenido. Con objeto de obtener el valor de 2 supuesto para el coeficiente de desagüe, conviene evitar un sumergimiento excesivo del vertedero. Si se supone que puede tolerarse un máximo de sumergimiento de 2/3 en el extremo de aguas arriba del canal lateral; el nivel máximo de agua en el canal será de 2/3 de H_o por encima de la coronación, es decir, la cota 305,41 m.

En estas condiciones en la estación 0+10, la cota de la superficie del agua, 35,87 m (sobre el origen arbitrario 30,00), se convertirá en la cota 305,41, si se coloca la cota de la solera del canal en la estación 0+00 a aproximadamente 300,32 m y en la estación 1+00 a la cota 300,01.

Se completa el diseño de la estructura de control en canal lateral empleando el procedimiento del punto 9.13 para calcular el perfil del aliviadero partiendo del valor 2 supuesto para el coeficiente de desagüe.

Pueden estudiarse distintas soluciones variando la anchura del fondo, la pendiente o la sección de control. Comparándolas después entre sí se obtendrá el proyecto más acertado y económico.

Tabla 9-3.-Cálculo de un aliviadero de canal lateral. Utilizando la ecuación (15) para el diseño del ejemplo de la sección 9.17(b), utilizar Q=56,6 m³/s. Anchura de la solera, 3,05 metros. Taludes laterales, 1/2:1. Pendiente longitudinal = 0,01

(1) Sec.	(2) Δx	(3) Cota solera	(4) Δy (m)	(5) Cota agua	(6) d (m)	(7) A (m²)	(8) Q	(9) v	(10) Q_1+Q	(11) $\frac{Q_1}{\pi(Q_1+Q_2)}$	(12) v_1+v_2	(13) v_2-v_1	(14) Q_2-Q_1	(15) $\frac{Q_2-Q_1}{Q_1}$	(16) $\frac{v_2}{(Q_2-Q_1)/Q_1}$	(17) v(13) +(16)	(18) Δy= (11) (12) (17)	(19) Obs.
01+00		30		35,460	4,980	27,59	56,6	2,05										
00+75	7,62	30,076	0,305	35,765	5,209	29,45	42,5	1,44	99,1	0,0438	3,49	0,61	14,2	0,333	0,683	1,29	0,195	Bajo
			0,189	35,649	5,093	28,52		1,49			3,54	0,56				1,24	0,192	O.K.
00+50	7,62	30,152	0,152	35,802	5,169	29,08	28,3	0,97	70,8	0,0408	2,46	0,52	14,2	0,500	0,744	1,26	0,128	Bajo
			0,128	35,777	5,145	28,89		0,98			2,47	0,51				1,25	0,125	O.K.
00+25	7,62	30,229	0,091	35,869	5,160	29,08	14,2	0,49	42,5	0,0341	1,47	0,49	14,2	1,000	0,981	1,48	0,073	Bajo
			0,073	35,851	5,142	28,89		0,49			1,47	0,49				1,47	0,073	O.K.
00+00	7,62	30,274	0,031	35,881	5,127	28,80	5,7	0,20	19,8	0,0294	0,69	0,30	8,5	1,500	0,735	1,03	0,021	Bajo
			0,021	35,872	5,118	28,71		0,20			0,69	0,29				1,03	0,021	O.K.

D. HIDRÁULICA DE CANALES CON SUPERFICIE LIBRE

9.18. Generalidades.

El agua generalmente, atraviesa la sección de control del aliviadero con velocidad crítica, y entra en el canal de desagüe en régimen supercrítico o rápido. Para evitar un resalto hidráulico aguas abajo del control, el caudal debe mantenerse en estado supercrítico en toda la longitud del canal. La corriente puede ser uniforme, acelerada, o decelerada según sean las dimensiones del canal, su pendiente y el salto total. Cuando se desee reducir todo lo posible la pendiente en el extremo aguas arriba del canal para ahorrar excavación, la corriente podrá ser uniforme o decelerada, para ser acelerada en el tramo final con fuerte pendiente hasta el nivel del río aguas abajo. La corriente en cualquier punto del canal depende de la energía específica $(d+h_V)$, disponible en ese punto. Esta energía será igual al desnivel total, desde el nivel del agua en el embalse hasta el fondo del canal en el punto que se considere, menos las pérdidas de carga acumuladas hasta ese punto. La velocidad y el

UDHCONECTA.COM

calado a lo largo del canal se pueden fijar escogiendo la pendiente y las dimensiones de la sección transversal del canal.

La velocidad y calado del caudal en régimen de superficie libre en un conducto, ya sea un canal abierto, un tubo de sección cualquiera o un túnel, pueden hallarse mediante el principio de conservación de la energía, expresado por el teorema de Bernoulli que dice: "La energía total de la corriente en cualquier sección transversal es igual a la energía total en una sección de aguas abajo más las pérdidas de energía." Aplicándose a la figura 9-35, se expresa como sigue:

$$\Delta Z + d_1 + h_{V1} = d_2 + h_{V2} + \Delta h_L \qquad (17)$$

En la práctica cuando la pendiente del canal no es exagerada, el calado, medido normalmente a la superficie libre d_n, puede considerarse igual a la vertical d. El término Δh_L incluye todas las pérdidas que tienen lugar en el tramo de canal, las debidas a rozamiento, turbulencia, impacto y pérdidas por transiciones. En la mayoría de los canales, los cambios son graduales y ordinariamente se desprecian todas las pérdidas excepto las de rozamiento. Estas pérdidas pueden expresarse así:

$$\Delta h_L = s\Delta L \qquad (18)$$

donde, s, es la pendiente media de la línea de energía expresada por las fórmulas de Chezy o Manning. Para la longitud ΔL, las pérdidas de energía pueden expresarse

$$\Delta h_L = \left(\frac{s_1 + s_2}{2}\right)\Delta L$$

La segunda expresión, de la fórmula de Manning (ecuación 30, apéndice B), $s=(vn/r^{2/3})^2$.

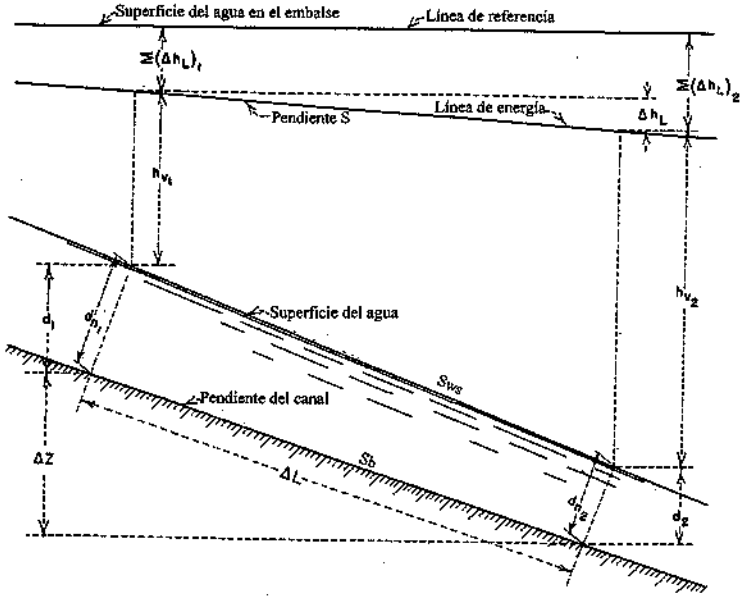


Figura 9-35.-Flujo en cauces abiertos. 288-D-2421.

El coeficiente de rugosidad, n, dependerá de la naturaleza de la superficie del canal. Para tener en cuenta un amplio coeficiente de seguridad las pérdidas por rozamiento se hacen máximas cuando se calculan calados, y mínimas cuando se calculan energías. Para determinar calados en canales revestidos de hormigón, se supondrá n = 0,014 y quedarán implícitas las acciones debidas al viento, oleaje, etc. Para calcular la energía específica del caudal, con objeto de dimensionar el dispositivo disipador se tomará n = 0,008.

En el caso de que sólo se busquen unos valores aproximados de los calados y velocidades del caudal en el canal de desagüe, las pérdidas totales de carga $\sum\Delta h_L$ en cualquier punto, pueden expresarse en función de la carga debida a la velocidad. De esta manera para cualquier sección se tendrá: Altura de agua en el embalse, menos altura de solera en el canal = $d + h_V + Kh_V$..En aliviaderos de salto pequeño K vale aproximadamente 0,2 para obtener calados, y 0,1 para calcular la energía. La figura B-5 (apéndice B) da una estimación aproximada de las pérdidas.

9.19. Canales Abiertos.

(a) *Perfil.*-El perfil de un canal abierto se escoge, normalmente, de tal forma que se adapte a las condiciones topográficas y geológicas del terreno. Generalmente se compone de tramos rectos unidos por curvas verticales. Entre éstas deben evitarse las de radio pequeño tanto cóncavas como convexas, que darían lugar a regímenes de corriente poco favorables; las curvas convexas deberán ser suficientemente planas para mantener las presiones positivas y evitar la tendencia a la separación, y las cóncavas deberán tener radios de curvatura suficientemente grandes para disminuir las presiones dinámicas en la solera, consecuencia de la fuerza centrífuga que resulta del cambio de dirección de la corriente.

Para evitar la tendencia del agua a despegarse de la solera, reduciendo así la presión en la superficie de contacto, las formas convexas de esa solera deberán construirse sensiblemente más planas que la trayectoria de un chorro libre lanzado con una carga de agua igual a la energía específica de la corriente, cuando entra en la curva. La curvatura deberá aproximarse a la forma definida por la ecuación.

$$y = x\tan\theta + \frac{x^2}{K\left[4(d + h_v)\cos^2\theta\right]} \qquad (19)$$

donde θ es el ángulo de inclinación de la solera, aguas arriba de la curva. Excepto en lo que se refiere al factor K, esta ecuación es la de la trayectoria del chorro líquido lanzado con un cierto ángulo inicial antes citada. Para asegurar presiones positivas en toda la superficie de contacto de la curva, K deberá ser igual o superior a 1,5.

En una curva cóncava, la presión ejercida sobre la soler12a por la fuerza centrífuga de la corriente varía directamente con la energía de la corriente e inversamente con el radio de curvatura. Una ecuación que refleja aproximadamente esta relación es la siguiente:

$$R = \frac{0{,}0105qv}{p} \quad \text{y} \quad R = \frac{0{,}0105dv^2}{p} \qquad (20)$$

donde

R = radio mínimo de curvatura, medido en metros.

q = caudal en metros cúbicos por segundo por metro de anchura.

v = velocidad en metros por segundo.

d = calado en metros.

p = presión dinámica ejercida sobre la solera, en kilogramos por centímetro cuadrado.

Un valor de p =0,49 proporciona normalmente, un radio aceptable, pero en ningún caso el radio deberá ser menor que 10 d. Para la contracurva del extremo inferior de un vertedero con perfil estricto no son admisibles radios inferiores a 5 d.

UDHCONECTA.COM

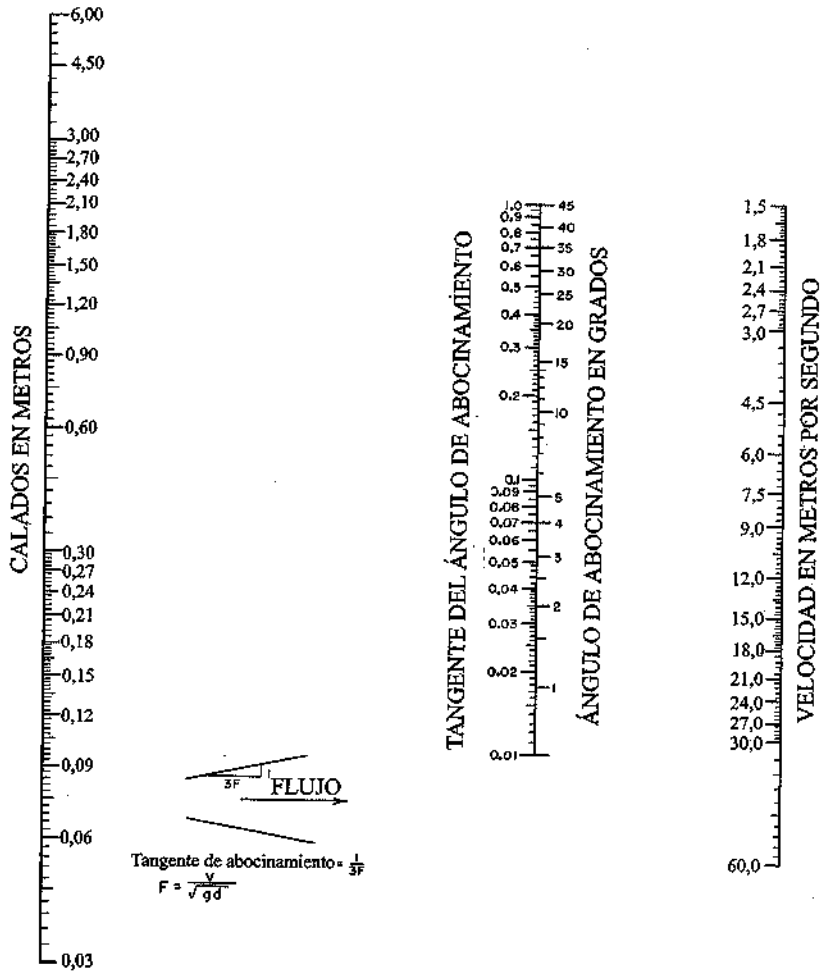


Figura 9-36.-Angulo de abocinamiento para canales convergentes o divergentes. 288-D-2422.

(b) *Convergencia y divergencia.-* El funcionamiento óptimo de un canal de desagüe se obtiene cuando los cajeros son paralelos y la distribución transversal de corriente se mantiene uniforme en el canal. Sin embargo, consideraciones económicas pueden aconsejar una sección de canal más estrecha o más ancha que la de la coronación o la de la estructura terminal y en este caso, se requerirán transiciones convergentes o divergentes para enlazar las distintas secciones del canal. La convergencia de los muros laterales debe de ser gradual para evitar ondas transversales, chapoteo contra los muros y distribuciones no uniformes del caudal en el canal. Análogamente, la divergencia debe de ser gradual porque, de lo contrario, el agua no se extenderá para ocupar uniformemente la anchura total del canal, y esto produciría unas condiciones poco deseables en la distribución del caudal al llegar a la estructura terminal.

Las fuerzas de inercia y de peso del agua en un canal pueden expresarse en función del número de Froude, $v/(gd)^{1/2}$. Las variaciones en las líneas de corriente debidas a interferencias externas, causadas por las contracciones o expansiones, pueden relacionarse con este número de Froude. Los ensayos han demostrado que las variaciones angulares en las caras del canal cuyo límite no exceda de

$$tg\alpha = \frac{1}{3F} \qquad (21)$$

proporcionarán transiciones aceptables tanto en contracciones como en expansiones. En esta ecuación F tiene el valor indicado anteriormente, y α es la variación angular de los cajeros con respecto al eje del canal; v y d son los valores medios de la velocidad y del calado al principio y al final de la transición. La figura 9-36 es un ábaco que da el valor de α o de $tg\ \alpha$ en función de la velocidad y la profundidad.

(c) *Resguardo del canal.* - En los canales que conducen corrientes a velocidades supercríticas, la rugosidad de la superficie, las ondas, burbujas, espumas y salpicaduras, son función de la velocidad y de la energía de la corriente. La energía, expresada en función de v y d, por metro de ancho es $qh_r=v^3d/2g$. Por lo tanto, la velocidad, el calado y la energía pueden expresarse también en función de v y $d^{4/3}$. Una expresión empírica, basada en estas relaciones, que da un valor razonable del resguardo necesario, es:

$$\text{Resguardo (m)} = 0{,}61+0{,}045\ v\sqrt[3]{d} \qquad (22)$$

(d en metros y v en m/s)

E. HIDRÁULICA DE LAS ESTRUCTURAS TERMINALES

9.20. Trampolines.

Cuando el caudal del aliviadero puede dirigirse con seguridad directamente al río, sin necesidad de disponer instalaciones para disipar la energía o un cuenco amortiguador, se suele lanzar el chorro más allá de la estructura con un trampolín. Con estos deflectores el agua es lanzada hacia arriba y cae al río a cierta distancia del extremo del aliviadero. La trayectoria que sigue el chorro depende de la energía de la corriente en el trampolín y del ángulo con que es lanzado.

Con el origen de coordenadas en el extremo del trampolín, la ecuación de la trayectoria es

$$y = x\,tg\theta - \frac{x^2}{K\left[4(d+h_v)\cos^2\theta\right]} \qquad (23)$$

donde

θ = ángulo que forma la tangente al extremo del trampolín con la horizontal.

K = coeficiente, igual a 1, para el chorro teórico.

UDHCONECTA.COM

En la práctica se adopta $K = 0,9$ para tener en cuenta las pérdidas de energía y velocidad debidas al efecto de resistencia del aire, a las turbulencias internas y a la desintegración del chorro.

El alcance horizontal del chorro, al nivel del labio final del trampolín, se obtiene igualando a cero la *"y"* de la ecuación (23). Entonces:

$$x = 4K\,(d + h_v)\,\text{tg}\,\theta\,\cos^2\theta = 2K\,(d + h_v)\,\text{sen}\,2\theta$$

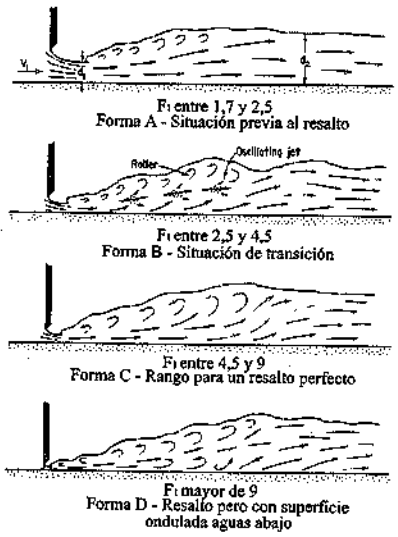
Este alcance es máximo (máximo valor de x) cuando $\theta = 45°$, y vale $2K\,(d + h_v)$. Sin embargo, el ángulo del trampolín depende de su radio de curvatura y de la altura del labio sobre el punto más bajo de aquél. Normalmente el ángulo de salida no es mayor de 30°.

El radio debe de ser suficientemente grande para lograr un flujo concéntrico a lo largo de la curva. La curvatura debe limitarse de manera análoga a como se hace en las curvas verticales de los canales de desagüe (apartado 9.19) con objeto de que las presiones de la solera no alteren la distribución de las líneas de corriente. El radio de curvatura mínimo puede determinarse mediante la ecuación (20); siempre que los valores de *"p"* no excedan de 0,5 kg/cm^2, en la práctica, los radios obtenidos han sido satisfactorios. Sin embargo, el radio debe ser como mínimo mayor de cinco veces el calado. Para el cálculo estructural de los trampolines deberá tenerse en cuenta que deben resistir, además de las restantes fuerzas aplicadas, los esfuerzos dinámicos.

9.21. Cuencos amortiguadores.

(a) *Generalidades.*- Cuando la energía del caudal del aliviadero debe disiparse antes de que vuelva al cauce aguas abajo, los cuencos amortiguadores constituyen un dispositivo muy útil para reducir la velocidad de salida. El resalto que se produce en el cuenco, tiene características propias y adopta una forma definida según sea la relación de la energía, que debe ser disipada, con el calado.

El "Bureau of Reclamation" ha realizado una serie de ensayos [15] para determinar las propiedades de dicho resalto hidráulico. La forma del resalto y las características del flujo, pueden expresarse: en función del factor cinético v^2/gd de la corriente que entra en el cuenco, del calado crítico d_c o del número de Froude $v = \sqrt{gd}$. Las formas del resalto para distintos valores del número de Froude pueden verse en la figura 9-37.



F1 entre 1,7 y 2,5
Forma A - Situación previa al resalto

F1 entre 2,5 y 4,5
Forma B - Situación de transición

F1 entre 4,5 y 9
Forma C - Rango para un resalto perfecto

F1 mayor de 9
Forma D - Resalto pero con superficie ondulada aguas abajo

Figura 9-37.-Formas características del resalto hidráulico en función del número de Froude. 288-D-2423.

Cuando el número de Froude, correspondiente al caudal entrante, es igual a 1,0 el caudal tiene calado crítico y no se forma resalto. Para números de Froude comprendidos entre 1,0 y 1,7 el calado es ligeramente inferior al crítico. El paso de régimen rápido a lento es gradual y se manifiesta únicamente en que la superficie aparece levemente revuelta. Cuando el número de Froude se aproxima a 1,7 empiezan a desarrollarse pequeños remolinos en la superficie que aumentan en importancia con el valor del número de Froude. No se produce ninguna otra manifestación hasta que el número de Froude llega a 2,5. En la figura 9-37 A se representa el fenómeno que tiene lugar para valores comprendidos entre 1,7 y 2,5. Las formas B, C y D de la figura 9-37 muestran formas características de resaltos hidráulicos relativos a números de Froude más altos.

Para números de Froude entre 2,5 y 4,5, se forma un resalto hidráulico oscilante y el chorro fluctúa intermitentemente entre el fondo y la superficie a lo largo del canal de aguas abajo. Esta corriente oscilatoria produce ondas superficiales censurables porque se extienden hasta bastante lejos del cuenco. En la figura 9-37 B, se representa este tipo de corriente para esos rangos.

Para números de Froude entre 4,5 y 9 se forma un resalto estable y bien proporcionado. La turbulencia aparece únicamente en el cuerpo principal del resalto, mientras que la superficie aguas abajo es relativamente tranquila. Cuando el número de Froude sobrepasa el valor 9, la turbulencia dentro del resalto y los remolinos superficiales aumentan, dando por resultado una superficie rizada con grandes ondas superficiales aguas abajo del resalto. El comportamiento del agua en el cuenco amortiguador para números de Foude entre 4,5 y 9 se representa en la figura 9-37-C, y para números de Froude superiores a 9 se representa en la figura 9-37-D.

El ábaco de la figura 9-38 relaciona los calados conjugados y sus velocidades para el resalto hidráulico de un canal rectangular. En la misma figura están clasificados los resaltos de acuerdo con lo expuesto anteriormente.

(b) *Cálculo del cuenco amortiguador en función del número de Froude:* En los párrafos siguientes se describen diseños de cuencos amortiguadores para varias formas de resaltos hidráulicos.

(1) *Cuencos para Número de Froude menor de* 1,7 - Para $F = 1,7$ el calado conjugado es aproximadamente el doble que el de entrada o alrededor del 40 por 100 mayor que el crítico. La velocidad de salida, v_2, es aproximadamente la mitad de la velocidad de entrada o 30 por 100 menor que la velocidad crítica. Si F es menor que 1,7 no es necesario ningún dispositivo excepto que la longitud del canal, a partir del punto en que empieza a cambiar el calado, debe ser por lo menos $4d_2$. No son necesarios dados de impacto ni ningún otro elemento de amortiguación. Estos cuencos, denominados tipo I, no se muestran aquí (ver [15])

(2). *Cuencos para números de Froude comprendidos entre* 1,7 *y* 2,5.- El comportamiento del caudal está representado en la figura 9-37. Puesto que la corriente no es muy turbulenta, no son necesarios dados ni umbrales. El cuenco deberá ser suficientemente largo para contener el caudal mientras dura el proceso de deceleración. Los calados conjugados y las longitudes de cuenco dadas por la figura B-15 proporcionan resultados satisfactorios. Estos cuencos, denominados tipo I, no se muestran aquí (ver [15])

(3) *Cuencos para números de Froude entre* 2,5 *y* 4,5.- Cuando el número de Froude está comprendido entre 2,5 y 4,5 no se produce un verdadero resalto hidráulico y la corriente se llama entonces de transición. Los cuencos que deben construirse para este tipo de corriente no son muy efectivos para asegurar la amortiguación, ya que los dispositivos ordinarios no pueden controlar el oleaje superficial. Las olas que se producen se propagan más allá del extremo del cuenco y es necesario amortiguarlas con otros medios.

La figura 9-39(A) representa el cuenco tipo IV, que ha demostrado ser el más eficiente, cuando el número de Froude está en este intervalo, para disipar la mayor parte de la energía. Sin embargo, la acción de oleaje superficial no consigue reducirse enteramente. Algunas veces es necesario emplear amortiguadores de ondas para asegurar una corriente tranquila aguas abajo.

UDHCONECTA.COM

Debido a la tendencia del resalto a extenderse y así como para reducir la acción del oleaje, la profundidad del agua en el cuenco debe ser alrededor de un l0 por 100 mayor que el calado conjugado obtenido por medio del cálculo.

Algunas veces puede evitarse la necesidad de emplear este tipo de cuenco, dimensionando el dispositivo total de manera que el número de Froude en la entrada, se salga de este intervalo de transición. Por ejemplo, con un aliviadero de 22,7 m^3/s de capacidad, si la energía específica aguas arriba del cuenco es de 4,6 m aproximadamente, y la velocidad de entrada al cuenco es de unos 9 m/s, el número de Froude es de 3,2 cuando el ancho del cuenco es de 3 m, pero aumenta a 4,6 para una anchura de 6 m. La elección de la anchura adecuada llega a ser por lo tanto una cuestión tanto económica como hidráulica.

(4) *Cuencos amortiguadores con Números de Froude alternativos pequeños.*- Los cuencos del tipo IV son poco efectivos para caudales con el número de Froude pequeño de pequeños canales y estructuras con pequeños caudales unitarios. Sin embargo, modelos experimentales recientes han permitido desarrollar diseños bastante diferentes del tipo IV, incluso cuando el tipo IV era incluido en los experimentos iniciales.

El cuenco amortiguador de la Presa de Palmetto Bend [22] es un ejemplo de una estructura con el número de Froude pequeño, modelada en el Laboratorio de Hidráulica del Bureau of Reclamation, quien recomendó un diseño bastante diferente del diseño tipo IV. El diseño tipo IV tiene grandes bloques deflectores, similares pero más grandes que los dados disipadores y un amortiguador opcional al final; el diseño de Palmetto no tiene dados amortiguadores, pero tiene grandes bloques de impacto y un amortiguador dentado al final.

Los diseños existentes generalizados no han servido para algunas de las aplicaciones del Bureau, y el incremento del uso de cuencos amortiguadores con números de Froude pequeños ha creado la necesidad de datos adicionales para este tipo de diseño. Se llevó a cabo un estudio para generalizar los criterios de diseño de cuencos amortiguadores con números de Froude pequeños. El estudio dio como resultado unas recomendaciones de diseño para cuencos amortiguadores con bajos números de Froude [23], combinando los criterios y las recomendaciones de estudios anteriores. Sin embargo, hay que resaltar que un cuenco amortiguador para números de Froude pequeños no es eficiente disipando energía; es decir, para este rango de números de Froude la eficiencia del resalto hidráulico es menor del 50 por ciento. Para estas condiciones, deben de considerarse disipadores de energía alternativos, como pueden ser los dientes o bloques en la rampa.

El diseño recomendado tiene bloques de impacto, dados amortiguadores y un labio final dentado. Toda la información del diseño se representa en la figura 9-40. La longitud es bastante corta, aproximadamente tres veces d_2 (el calado conjugado después del resalto). El tamaño y el espaciado entre los bloques de impacto y los dados amortiguadores son función de d_1 (calado al inicio) y el número de Froude. El labio final dentado se dimensiona de acuerdo a d_2 y el número de Froude. El labio final se sitúa sobre o cerca del final del extremo de aguas abajo del cuenco amortiguador. No se llevaron a cabo experimentos de erosión en el desarrollo de este cuenco. Observaciones del comportamiento del caudal cercano a la solera aguas abajo del cuenco indican que no deberían existir problemas de erosión. Sin embargo, si se llevan a cabo experimentos hidráulicos en modelos reducidos para confirmar el diseño basado en esos criterios, deben de incluirse experimentos de erosión. Hay que comprobar el rango completo de caudales para determinar si se moverán aguas arriba materiales abrasivos dentro del cuenco y determinar la erosión potencial aguas abajo del mismo. Si la velocidad de entrada es mayor de 15 m/s, hay que llevar a cabo estudios hidráulicos de modelos reducidos.

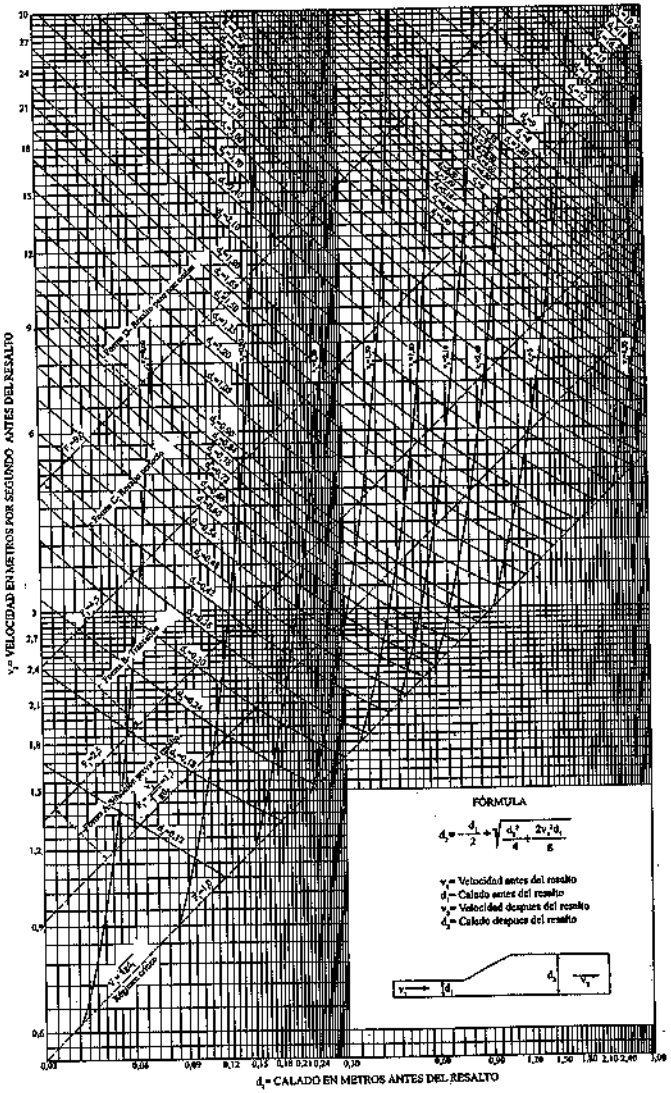


Figura 9-38.-Relación entre las variables en un resalto hidráulico en canal rectangular. 288-D-2424.

UDHCONECTA.COM

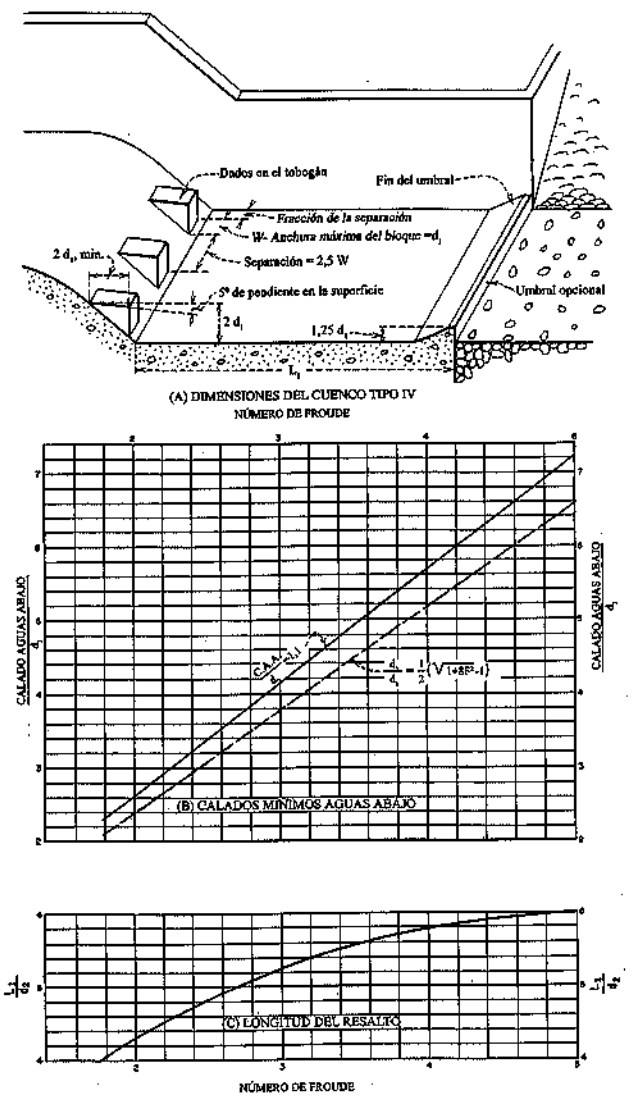


Figura 9-39.-Características del cuenco amortiguador para números de Froude entre 2,5 y 4,5. 288-D-2425.

(5) *Cuencos de Número de Froude mayor que* 4,5.- En estos cuencos se forma un verdadero resalto hidráulico. Los elementos del resalto varían con el número de Froude, como muestra la figura B-15 del apéndice B. La instalación de dispositivos accesorios, tales como dados, bloques y umbrales a lo largo del cuenco, produce en el resalto un efecto estabilizador, que permite reducir su longitud y crear un factor de seguridad contra vertidos causados por un calado inadecuado aguas abajo.

En la figura 9-41 se representa el cuenco tipo III, que puede adoptarse si la velocidad de entrada no sobrepasa los 18 metros por segundo. El tipo III de cuenco amortiguador utiliza dientes, bloques de impacto y umbral de salida continuo, para disminuir la longitud del resalto y disipar el caudal a alta velocidad en la longitud reducida del cuenco. Este cuenco actúa disipando la energía en los bloques de impacto y también mediante la turbulencia propia del resalto. Su uso debe limitarse a velocidades no superiores a 18 metros por segundo, ya que existe el peligro de destrucción de los bloques, debido a los esfuerzos de impacto si la velocidad es demasiado alta, así como la posibilidad de que aparezcan fenómenos de cavitación en los bloques o en la solera.

Deben tenerse en cuenta los esfuerzos adicionales sobre la solera producidos por las fuerzas dinámicas, que actúan en la cara de aguas arriba de los bloques de impacto. Estas fuerzas equivalen, aproximadamente, a las que produciría un chorro líquido chocando contra un plano normal a la dirección de la corriente y se expresan, con la fórmula siguiente:

$$\text{Fuerza (kilos)} = 0.907\, wA(d_1 + h_{v_1}) \qquad (24)$$

Donde:

w = peso específico del agua en kilogramos por metro cúbico.

A = área de la cara de aguas arriba del bloque en metros cuadrados.

(d_1+h_{v1}) = energía específica de la corriente al entrar en el cuenco en metros.

En la cara de aguas abajo aparecen presiones negativas que aumentan la fuerza total. Sin embargo, puesto que los bloques están situados a una distancia de 0,8 d_2, medida desde el principio del cuenco, se habrá amortiguado algo en el momento en que el chorro alcanza el bloque y la fuerza real será menor que la indicada en la ecuación anterior, por lo que cuando se emplee la fórmula (24), pueden despreciarse los efectos de la fuerza por la presión negativa.

El cuenco tipo II (figura 9-42) se emplea cuando la velocidad de llegada es mayor de 18 m/s y cuando no se emplean bloques de impacto. Su longitud es mayor que la del tipo III porque la disipación de energía se debe fundamentalmente al resalto hidráulico. Sin embargo, los dados en el inicio del cuenco y el umbral final dentado todavía son eficaces para reducir la longitud. Teniendo en cuenta el reducido margen de seguridad contra la posibilidad de que el resalto salga fuera del cuenco, la profundidad del agua en él deberá tomarse aproximadamente un 5 por 100 mayor que el calado conjugado.

(c) *Comparación entre los cuencos rectangulares y trapeciales.*-En algunas ocasiones resulta más económico revestir los laterales del cuenco con paramentos inclinados, en lugar de hacerlos en vertical, aprovechando para ello la inclinación favorable del terreno. Sin embargo, en estudios en modelos reducidos, se ha observado que la acción del resalto hidráulico en estos cuencos trapeciales es mucho menos completa y estable que en los cuencos rectangulares, pues a lo largo de las áreas triangulares, que se forman junto a los muros inclinados del cuenco trapecial, el agua no se opone al chorro afluente de alta velocidad; el resalto tiende entonces a producirse en vertical, no extendiéndose lo necesario para ocupar las áreas laterales.

UDHCONECTA.COM

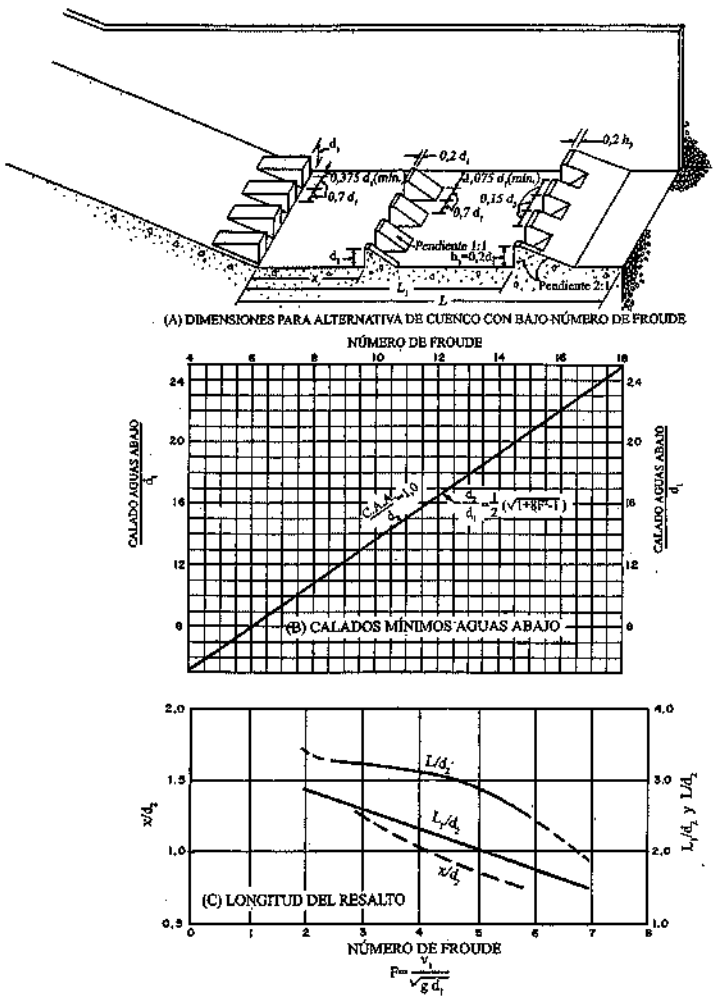


Figura 9-40.-Características de alternativas de cuenco amortiguador con bajo números de Froude. 103-D-1876.

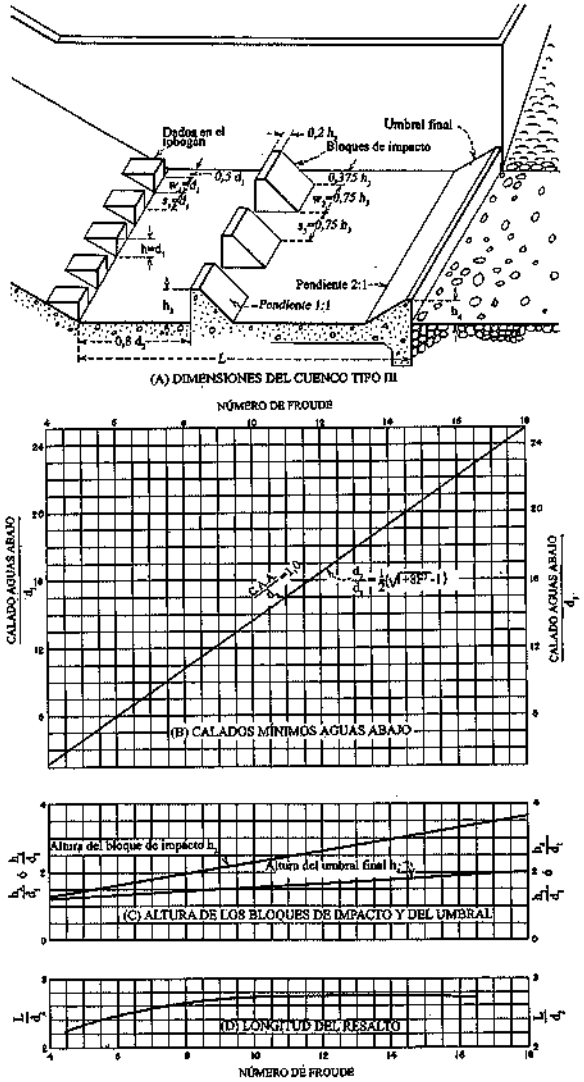


Figura 9-41.-Características del cuenco amortiguador para números de Froude mayores de 4,5, donde la velocidad de aproximación, $v_1 \leq 18$ m/s. 288-D-2426.

UDHCONECTA.COM

Por consiguiente, el resalto se forma únicamente en la zona central del cuenco, mientras que las áreas laterales están ocupadas por corrientes hacia aguas arriba procedentes del resalto o del extremo final del cuenco. Los remolinos y vórtices horizontales consiguientes tienden a interferir e interrumpir la acción del resalto, por lo que, al no disiparse completamente la energía, se pueden producir erosiones importantes aguas abajo del cuenco. Así pues, para un buen funcionamiento desde el punto de vista hidráulico, los muros laterales del cuenco deberán ser verticales, o al menos tan verticales como sea posible.

(d) *Profundidad del cuenco con relación a la altura hidráulica de caída.* - El ábaco de la figura 9-43 sirve para determinar aproximadamente la profundidad del cuenco amortiguador, en función de su anchura y de la diferencia de niveles entre el embalse y el nivel de aguas abajo. Se han dibujado las curvas correspondientes a las hipótesis de que no existan pérdidas de carga en la entrada del cuenco y de que éstas sean de un 10-20 y 30 por 100 (Escalas A-B-C y D respectivamente). El calado conjugado, d_2, dependerá de la energía específica disponible a la entrada del cuenco, determinada con el procedimiento indicado en el apartado 9.18. Cuando se conozca la energía específica, las pérdidas de carga en el canal de aguas arriba pueden expresarse en forma de alturas de velocidad, y determinar qué porcentaje de pérdidas representa, con lo cual se puede obtener el calado conjugado entrando en el ábaco. Si no se han calculado esas pérdidas, pueden valorarse aproximadamente empleando la figura B-5 del apéndice B. Cuando se requiera solamente una determinación aproximada de la profundidad, pueden valorarse las pérdidas en la siguiente forma.

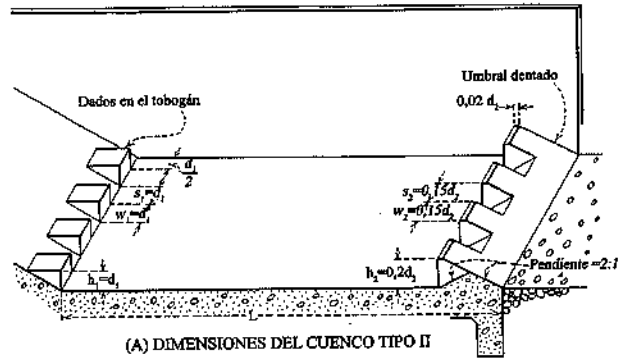
(1) En el caso de un aliviadero, en que el cuenco esté directamente aguas abajo de la coronación o que la longitud del salto no sea mayor que la carga hidráulica, no deben considerarse pérdidas.

(2) Si se trata de un aliviadero en canal, deberán considerarse pérdidas del 10 por 100 de la altura, siempre que la longitud del canal esté comprendida entre la carga hidráulica y cinco veces este valor.

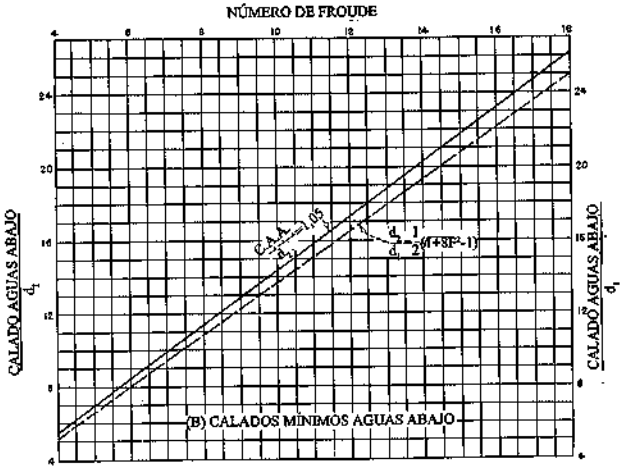
(3) En el caso de que la longitud del canal sea mayor que cinco veces la carga hidráulica, deberán considerarse pérdidas del 20 por 100.

El ábaco de la figura 9-43 da los valores del calado conjugado en el resalto hidráulico. La profundidad aguas abajo, en los distintos tipos de resalto descritos anteriormente en este apartado, deberán incrementarse en la forma que allí se especifica.

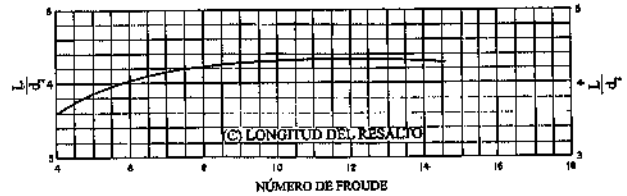
(e) *Consideraciones sobre la corriente de aguas abajo.*- En el apéndice B, parte B, se estudia la determinación de las curvas de calados-caudales que relacionan el caudal desaguado por el cauce natural, aguas abajo de la presa, con el nivel que en cada momento tiene la superficie libre del agua. Estas curvas para la corriente del río aguas abajo de la presa están fijadas por las condiciones naturales del cauce y, generalmente, no pueden ser modificadas por el aliviadero o por las características del desagüe. De acuerdo con lo expuesto en el apartado 9.7 (d) las condiciones del desagüe pueden producir regresiones en el cauce del río aguas abajo de la presa, fenómeno que debe ser previsto al escoger la curva de calados-caudales que se emplee en el cálculo del cuenco amortiguador. Normalmente no se dispone de aforos de las máximas avenidas y la curva de calados-caudales debe ser extrapolada desde aforos conocidos, o calculada mediante criterios empíricos o supuestos. Así, pues, resulta que, en el mejor de los casos, la curva de partida es solamente aproximada y debe por ello tomarse en el proyecto un coeficiente de seguridad.



(A) DIMENSIONES DEL CUENCO TIPO II



(B) CALADOS MÍNIMOS AGUAS ABAJO



(C) LONGITUD DEL RESALTO

Figura 9-42.-Características del cuenco amortiguador para números de Froude mayores de 4,5. 288-D-2427.

UDHCONECTA.COM

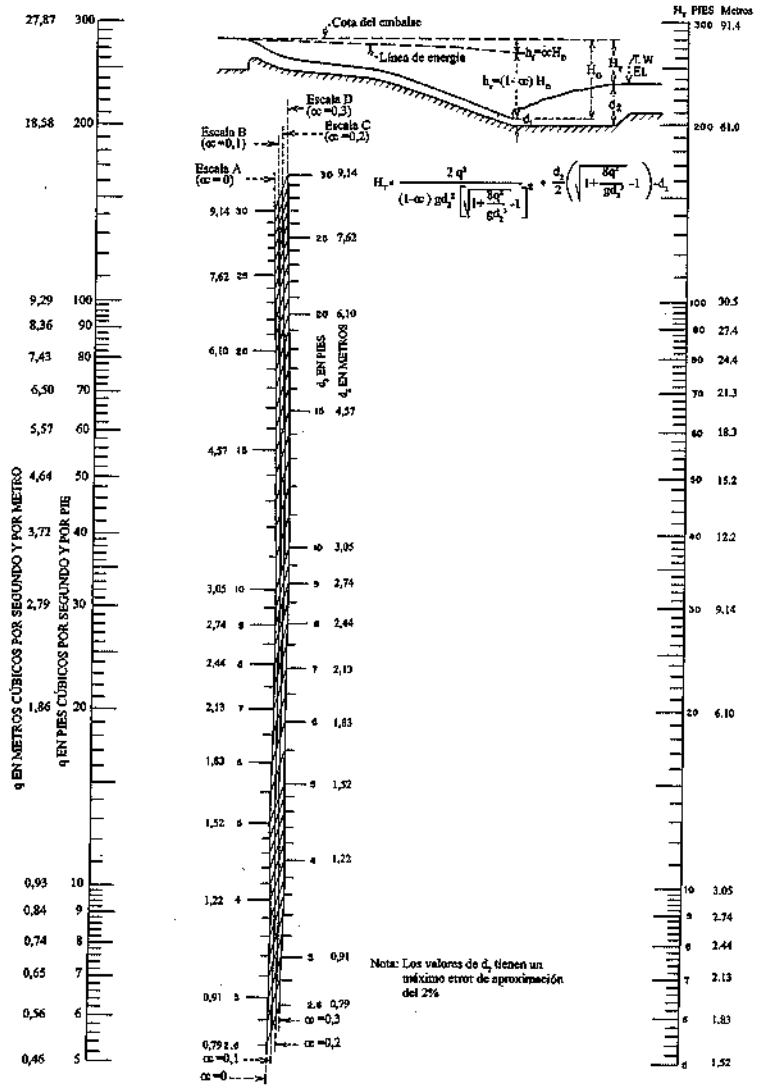


Figura 9-43.- Relaciones entre los calados en el cuenco amortiguador y la carga hidráulica para distintas pérdidas de carga en el canal. 288-D-2428.

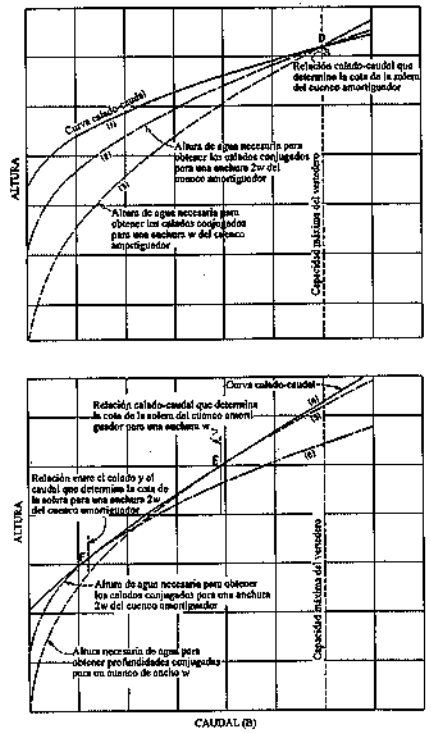


Figura 9-44.-Relación de curvas calados conjugados y caudales-calados aguas abajo. 288-D-2429.

En un cuenco amortiguador de este tipo, los niveles de aguas abajo para varios caudales deben ajustarse a la curva de calados-caudales y, por lo tanto, es preciso disponer el nivel de la solera del cuenco de tal manera, que la superficie del agua del resalto coincida lo más aproximadamente posible con la del río. En un cuenco dado rara vez coinciden los calados del cauce con los conjugados de un resalto perfecto para cada caudal, por consiguiente, las formas relativas y relaciones entre la curva de caudales-alturas de aguas abajo y la del cuenco proporcionan la mínima profundidad necesaria para éste. Esto se ilustra en la figura 9-44(A) donde la curva 1 es la de calados-caudales y la 3 la de calados conjugados-caudales, para un cuenco de cierta anchura. Como el cuenco debe ser lo bastante profundo para albergar el calado conjugado completo (o algo mayor para tener en cuenta el coeficiente de seguridad) cuando el caudal sea el máximo que pueda desaguar el vertedero, las curvas deberán cortarse en el punto D. Para desagües menores, el calado en el río será mayor que el necesario, lo que producirá un resalto sumergido. (En estas condiciones en lugar de obtenerse una buena disipación de energía por mezcla de las corrientes de aguas arriba y aguas abajo, el chorro incidente se sumerge hasta la solera y la recorre a alta velocidad en toda su longitud). Si la solera del cuenco se coloca más alta que la indicada por la curva 3, las curvas correspondientes se cortarían a la izquierda del punto D, lo que indica un exceso de calado en el río para desagües pequeños y un déficit para desagües grandes.

La curva 2 indica otra solución alternativa a la curva 3, correspondiente a un cuenco de doble anchura y menor profundidad, cuyos calados para todos los caudales posibles, están más cerca de los correspondientes del río. La elección de la anchura del cuenco, por consiguiente, supone un estudio del funcionamiento hidráulico, pero también un estudio económico.

Si la curva de calados-caudales tiene una forma análoga a la representada en la 4 de la figura 9-44(B), el nivel de la solera del cuenco debe determinarse para un caudal distinto del máximo de proyecto. Si se dimensionase el cuenco de manera que las curvas se cortasen para el caudal de desagüe máximo, como en la figura 9-44(A), resultaría que el calado en el río sería insuficiente para la mayor parte de los caudales menores. En este caso debe dimensionarse el cuenco de tal manera que el calado del río sea suficiente para todos los calados. Para un cuenco de anchura W, la posición de la solera sería la que hiciera coincidir las curvas en el punto E de la figura 9-44(B). Para cualquier otro caudal, el calado

UDHCONECTA.COM

en el río sería mayor que el necesario para formar un resalto satisfactorio. Análogamente, para un cuenco de anchura "2*W*", cuya curva de desagüe fuese la 6, la posición de la solera, sería la que hiciera coincidir las curvas en el punto F de la figura con el mismo resultado anterior. También en este caso, la elección de las dimensiones del cuenco es un problema tanto económico como hidráulico.

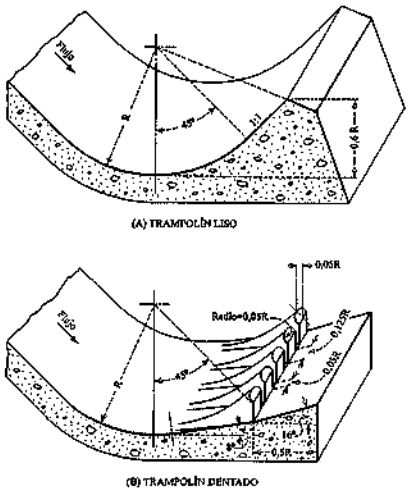


Figura 9-45.-Trampolines sumergidos. 288-d-2430.

Si no es posible obtener la coincidencia exacta de los calados para la formación del resalto, deberán compararse las consecuencias de admitir calados aguas abajo mayores o menores que los necesarios. Con calados insuficientes, la contrapresión será deficiente y el resalto puede ser arrastrado fuera del cuenco. Con calados excesivos, el resalto se formará siempre en el cuenco, y la disipación de energía será casi completa, pero existe el peligro de que el resalto se forme sumergido. Sin embargo, los dados y bloques en el cuenco, así como los umbrales finales contribuirán a la disipación de energía incluso con resaltos sumergidos.

(f) *Resguardo del cuenco.-* El resguardo tiene por objeto evitar que los muros laterales queden desbordados, o sean sobrepasados, por oleaje, turbulencia, espumas, salpicaduras, etc. La ondulación superficial de la corriente está relacionada con la energía disipada por el resalto y con el calado en el cuenco. De la siguiente expresión empírica del resguardo se obtienen valores satisfactorios que han sido comprobados experimentalmente para muchos cuencos:

$$\text{Resguardo en metros} = 0{,}1(v_1 + d_2) \qquad (25)$$

9.22. *Trampolines sumergidos.*

Cuando el calado aguas abajo es demasiado grande para la formación del resalto hidráulico, la disipación de la energía puede conseguirse mediante el uso de trampolines sumergidos. El comportamiento hidráulico de estos disipadores se manifiesta principalmente por la formación de dos remolinos, uno superior, alojado en la curvatura del trampolín y moviéndose en sentido contrario a las agujas del reloj, y el otro inferior, aguas abajo del trampolín, moviéndose en el sentido de las agujas del reloj. El movimiento de estos remolinos, que se entremezclan con la corriente afluente, consigue la disipación de la energía de una manera eficiente e impide, al mismo tiempo, una excesiva erosión aguas abajo del trampolín.

Dos tipos de trampolines sumergidos se han desarrollado y experimentado en modelo reducido [15]. Su forma y dimensiones se representan en la figura 9-45 y la manera de ejercer su acción amortiguadora se representa en la figura 9-46. La acción hidráulica de los dos tipos tiene características muy análogas, difiriendo únicamente en sus distintas limitaciones. Al abandonar el trampolín la corriente de alta velocidad es lanzada hacia arriba, lo cual produce una fuerte ebullición en la superficie del agua y un gran remolino que gira en el sentido de las agujas del reloj al pie

del trampolín. Este remolino atrae constantemente los materiales flojos que hay al pie del trampolín y los mantiene en constante agitación. En la figura 9-47 puede verse la erosión típica debida a este fenómeno. En el trampolín dentado, o de lanzamiento múltiple, el chorro de alta velocidad sale formando un ángulo más plano y solamente una parte se abre camino hacia la superficie (fig. 9-46 (B)), con lo cual la ebullición antes citada es mucho menos violenta y la dispersión de la corriente, en la región superior del remolino inferior, es mucho más perfecta; el flujo de alto contenido de energía es menor sobre el trampolín, y aguas abajo la corriente es más tranquila.

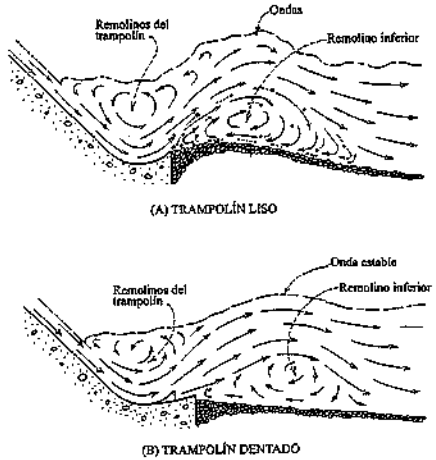


Figura 9-46.-Acción del agua en los trampolines lisos y dentados. 288-D-2431.

El uso del trampolín plano (no dentado) puede ser contraproducente porque el material que arrastra el remolino inferior desgasta, por abrasión, la superficie de hormigón del trampolín. Además la violenta alteración de la superficie del agua, producida por la ebullición descrita, se transmite aguas abajo por el río, produciendo indeseables remolinos que contribuyen a los desprendimientos de las orillas.

Aunque el trampolín dentado proporciona una mejor disipación de la energía, una superficie menos turbada y menores daños en el cauce del río, es también menos estable; con calados pequeños aguas abajo tiende a producir los remolinos lejos del trampolín y con calados excesivos produce erosiones y depresiones, cosa que no ocurre con el trampolín plano. Por esto; el intervalo de calados aguas abajo es mucho más estricto para el trampolín de múltiple lanzamiento que para el plano; este último no deberá usarse en los casos en que el dentado no esté indicado y por ello en lo que sigue nos limitaremos a estudiar únicamente el proyecto de trampolín dentado.

Las características del caudal para este tipo de trampolín pueden verse en la figura 9-48. Cuando el calado aguas abajo es escaso, el chorro arrastra el remolino superior lejos del trampolín produciéndose una corriente de alta velocidad a lo largo de la superficie del agua y sobre el fondo del cauce; este fenómeno se ha representado en el gráfico (A)de la figura 9-48. Al aumentar el calado, se produce una fase de inestabilidad, en la que alternan el fenómeno anterior y la inmersión del trampolín. Para conseguir una explotación continua, en el estado sumergido, es necesario que el calado esté por encima de la altura en que se produce la inestabilidad. En el gráfico (B) de la figura 9-48 se representa la fase inestable en el momento en que el remolino oscilante ocupa la posición más favorable.

Cuando el calado aguas abajo es excesivo se produce el fenómeno de que el remolino inferior profundiza y se sumerge en el cauce. El chorro que sale del trampolín no sube demasiado y continúa a lo largo de la superficie presentando zambullidas intermitentes hacia el fondo del cauce. La posición del remolino de aguas abajo cambia con la dirección del chorro formándose en la superficie, cuanto éste se zambulle, y en la solera del cauce, cuando el chorro asciende.

UDHCONECTA.COM

Cuando el chorro líquido está dirigido hacia abajo pueden presentarse erosiones en el fondo del cauce pero serán rellenadas cuando el chorro está dirigido hacia la superficie. Se representa este fenómeno en los gráficos (C) y (D) de la figura 9-48. El calado máximo de aguas abajo debe ser limitado para impedir este fenómeno de zambullida del chorro.

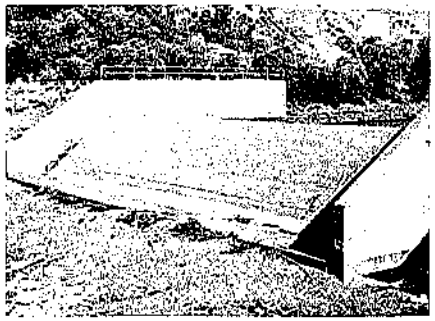


Figura 9-47.-Estado de socavación aguas abajo de un trampolín disipador liso-288-D-2904.

El proyecto de un trampolín dentado exige la determinación del radio de curvatura del trampolín y el intervalo de calados admisibles aguas abajo. Ambos datos se relacionan con el número de Froude en los ábacos de la figura 9-49, obtenidos experimentalmente. Los valores del número de Froude se refieren al punto de entrada del chorro en el trampolín. En la figura 9-50 se definen los símbolos y criterios empleados.

9.23. *Ejemplo de diseño de un cuenco amortiguador y un trampolín sumergido.*

El cálculo de un cuenco amortiguador y un trampolín sumergido se explica mejor con un ejemplo. Supongamos que se desea comparar un cuenco amortiguador y un trampolín para el aliviadero de una presa cuyo desagüe máximo es de 56,6 m^3/s (2000 $pies^3/s$), y cuyas dimensiones, en lo que se refiere a la sección de control y calados de aguas abajo, son las indicadas en la figura 9-51.

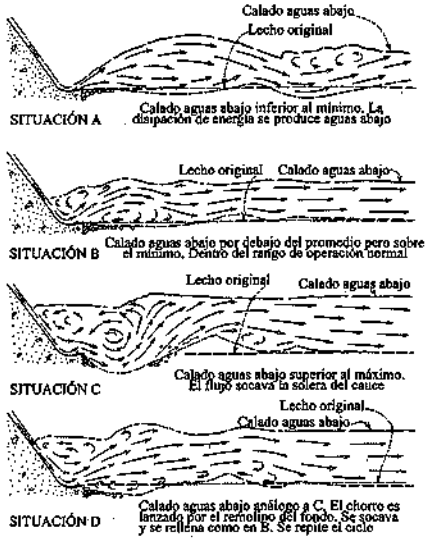


Figura 9-48.-Características del flujo en un trampolín dentado. 288-D-2432.

Para un primer tanteo, supongamos una longitud de coronación de 6,1 m. (20 pies). Los valores correspondientes a los distintos caudales son los siguientes:

Desagüe total Q, m^3/s.	56,6	28,3	14,2
Desagüe específico q, por metro de longitud	9,3	4,6	2,30
Coeficiente de desagüe supuesto	2,15	2,04	1,93
Carga sobre coronación $H_e = (q/C)^{2/3}$	2,650	1,729	1.130
Nivel de agua en el embalse	307,45	306,54	305,93
Nivel de aguas abajo	300,23	299,01	298,09

Diferencia entre los niveles anteriores	7,22	7,53	7,83
Carga cinética en el nivel de aguas abajo h_{vt} (suponiendo que no hay pérdidas)	7,22	7,53	7,83
Velocidad en m/s en el pie de aguas abajo $v_t = \sqrt{2gh_{v_t}}$	11,90	12,15	12,39
Calado correspondiente, en metros $d_t = q/v_t$	0,781	0,382	0,187
Número de Froude $F_t = v_t/\sqrt{gd_t}$	4,30	6,3	9,1
Energía específica (d_t+h_{vt})	8,00	7,91	8,02

La tabla 9-4 indica el cálculo del cuenco. Para obtener las condiciones críticas, se han calculado los calados conjugados y las cotas de la solera necesarias para distintos caudales. La menor cota de solera se obtiene para el caudal de 56,6 m^3/s. El número de Froude 6,2 y la velocidad de entrada, que es inferior a los 18 m/s., determinan que deba usarse el cuenco tipo III de la figura 9-41. La longitud del cuenco será de 12,8 m. y el nivel de la solera se situará en la cota 295,15.

Empleando la figura 9-49 se obtiene el radio mínimo para el trampolín dentado sumergido. Para un número de Froude 4,3, a la entrada del trampolín, el radio mínimo es $0,42(d_t+h_{vt}) = (0,42)(8,0)=3,35$ metros. En este ejemplo el fondo del río tiene pendiente hacia arriba (caso I del ábaco) y por medio de la figura 9-49 se obtienen los siguientes valores máximo y mínimo del calado aguas abajo, para $F_t = 4,3$ y $R/(d_t+h_{vt}) = 0,42$:

$$T_{max.} = 7,5\ d_t = 7,5 \times 0,780 = 5,85 \text{ metros}$$

$$T_{min} = 6,5\ d_t = 6,5 \times 0,780 = 5,07 \text{ metros}$$

Tomando una media de 5,50 metros para el calado, el fondo del trampolín se situará en la cota 300,23- 5,50 = 294,7. Ahora es necesario calcular el radio y los calados, para valores más pequeños del caudal, a fin de determinar si el proyecto conseguido será satisfactorio para cualquier condición.

Para un desagüe específico de 4,6 m^3/s por m., el radio mínimo correspondiente a $F_t = 6,3$ es $0,26(d_t+h_{vt}) = 0,26 \times 7,91 = 2,1$ metros. Este valor es menor que el radio de 3,35 metros determinado anteriormente como mínimo. Los calados máximo y mínimo correspondientes a $F_t = 6,3$ y $R/(d_t+h_{vt}) = 0,42$ son:

$$T_{max} = 20,0\ d_t = 20,0 \times 0,382 = 7,64$$

$$T_{min} = 10,1\ d_t = 10,1 \times 0,382 = 3,86$$

Con la solera del trampolín en la cota 294,7; determinada para el valor máximo del caudal, el calado aguas abajo sería 299,01 – 294,7 = 4,31 metros, que está dentro, todavía, del intervalo en el que se desarrolla una acción disipadora eficaz.

De la misma manera se comprueba que esta acción es satisfactoria cuando el desagüe específico es de 2,3 m^3/s por metro, quedando demostrado que es válido el radio mínimo de 3,35 metros. Los valores máximos y mínimos del calado resultan ser 15,24 y 3,17 metros, respectivamente, valores entre los que está comprendido el de 3,35 metros proporcionado por estar la parte más baja de la solera del trampolín en la cota 294,7. De este cálculo puede inferirse que el desagüe será satisfactorio para todos los caudales intermedios.

En el caso de desearse un mayor margen de seguridad, respecto del calado aguas abajo, puede aumentarse el radio de curvatura del trampolín. Para un radio de 3,7 metros y en caso de caudal máximo se obtiene, $T_{min} = 6,5\ d_t = 5,08$ metros y $T_{max} = 8,5\ d_t = 5,92$ metros. Un calado medio de 6 metros situaría el fondo del trampolín en la cota 294,3, lo que aumenta el margen para las variaciones de calado de aguas abajo.

UDHCONECTA.COM

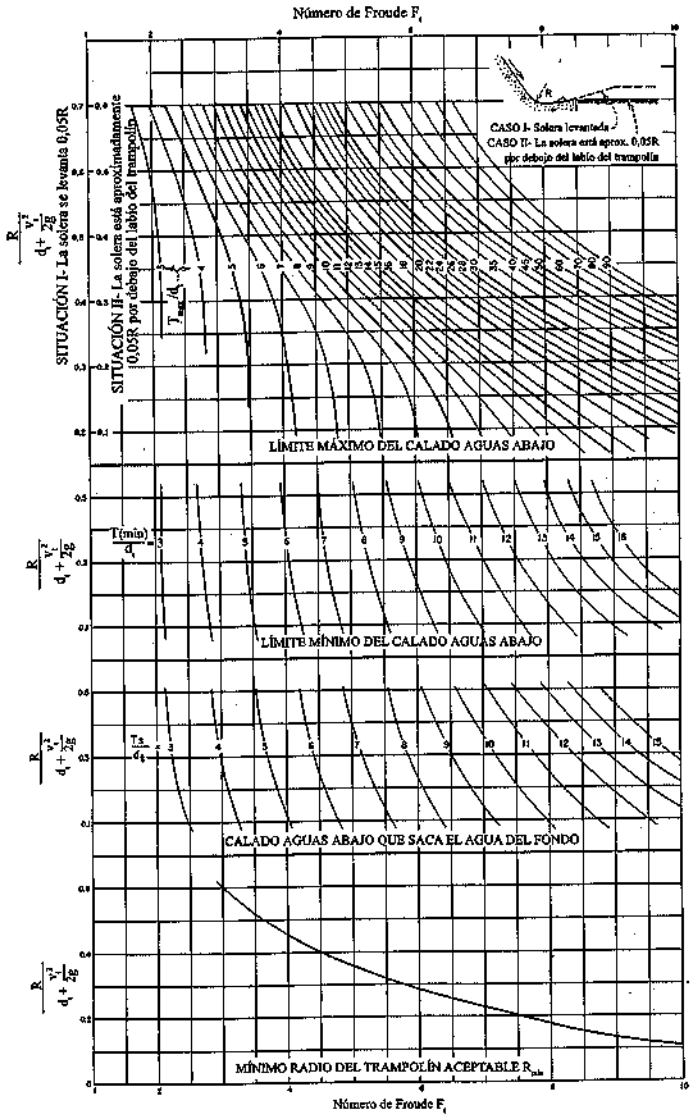


Figura 9-49.-Criterios que limitan el proyecto de un trampolín dentado. 288-D-2433.

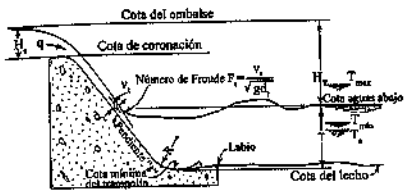


Figura 9-50.-Definición de los símbolos en los trampolines sumergidos. 288-D-2434.

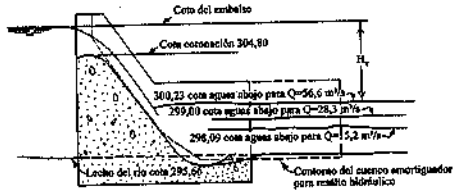


Figura 9-51.-Ejemplo de proyecto de dispositivo de disipación de energía. 288-D-2435.

Tabla 9-4.-Cálculos hidráulicos para el cuenco amortiguador. Del ejemplo de la sección 9.23.

Caudal Q en m^3/s	Caudal específico Q, m^3/s	Diferencia entre el nivel del embalse y el cauce aguas abajo en metros	Calado conjugado d_2 en metros [1]	Cota aguas abajo en metros	Cota necesaria de la solera en metros	Energía específica, H_E, en el principio del cuenco, en metros [2]	Calado en la sección inicial del cuenco, d_1, en metros [3]	Velocidad correspondiente [3], v_1, m/s	Número de Froude [4], F_1
56,6	9,3	7,22	5,1	300,23	295,14	12,31	0,61	15,16	6,2
28,3	4,6	7,53	3,6	299,01	295,41	11,13	0,32	14,51	8,2
14,2	2,3	7,83	2,6	298,09	295,47	10,45	0,16	14,11	11,1

[1] De la figura 9-43, asumiendo que no hay pérdidas de energía.

[2] H_E= Superficie del agua en el embalse menos la elevación de aproximación, suponiendo que no hay pérdidas de energía.

[3] $H_E = d_1 + (v_1^2/2g)$

[4] $F_1 = v_1/\sqrt{gd}$

9.24. *Cuenco amortiguador.*

Cuando la lámina de un aliviadero libre cae verticalmente se produce un socavón en el lecho del río cuya profundidad está en relación con la altura de caída, el calado de aguas abajo y el material del lecho [2]. El lecho del río se socavará como resultado de la acción de abrasión del agua que cae y el sedimento en el colchón amortiguador. Finalmente la erosión alcanzará una profundidad límite cuando la energía del chorro no pueda remover el material del fondo del agujero. Una aproximación empírica sencilla de la profundidad de erosión límite es:

$$D = 1{,}90\ H^{0.225}\ q^{0.54} \quad (26)$$

donde

D = máximo calado de socavación, por debajo del nivel de aguas abajo, en metros.

H = altura desde el nivel de agua aguas abajo al del embalse, en metros.

q = caudal específico, en metros cúbicos por segundo, por metro de ancho.

Cuando el chorro se lanza desde una estructura en una dirección más horizontal, se puede utilizar un colchón amortiguador. Este cuenco puede utilizarse sólo donde el chorro descargue en el aire y después caiga en el cuenco. Se ha demostrado experimentalmente que si el

UDHCONECTA.COM

ángulo de incidencia es menor de 25° sobre la horizontal, el chorro rebotará y avanzará sobre la superficie a gran velocidad. Esto provocará ondas en la superficie del cuenco que erosionarán los laterales del cuenco y existirán grandes velocidades a la salida.

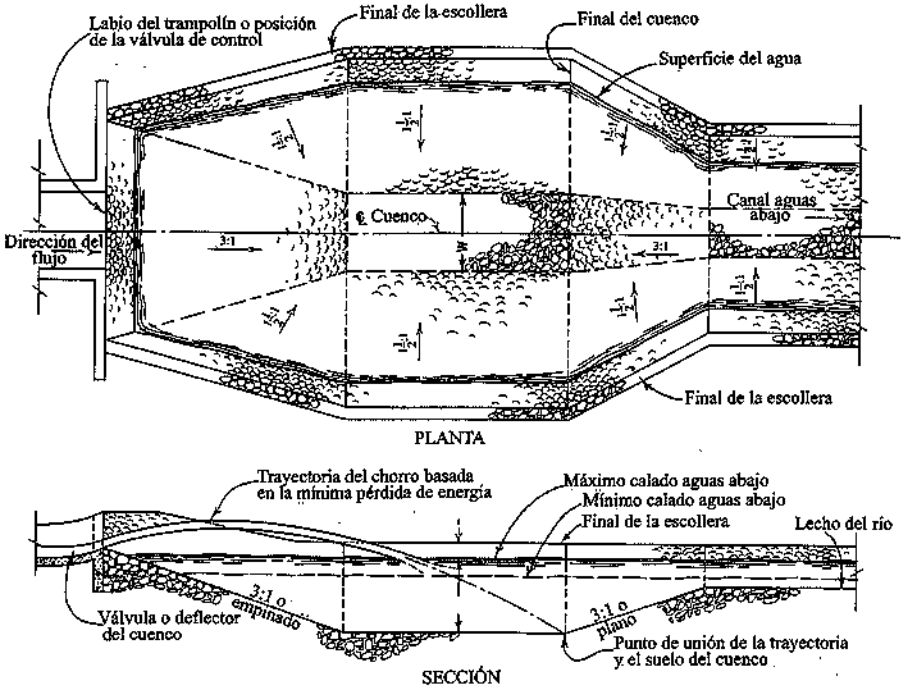


Figura 9-52. Cuenco amortiguador como elemento disipador de energía. 288-D-2534.

No se ha establecido un criterio fijo para los colchones amortiguadores que de lugar a una disipación de energía satisfactoria para todo el abanico de cargas, descargas y condiciones de entrada del chorro. Sin embargo, existen algunos criterios para pequeños colchones amortiguadores que han funcionado razonablemente bien, los cuales son guías preliminares de la geometría básica (la forma genérica de este cuenco se muestra en la figura 9-52): Los calados del cuenco son un quinto de la diferencia de elevación entre la superficie del agua máxima en el embalse y el máximo calado aguas abajo. La anchura mínima del fondo es mayor que la que necesita el chorro (su anchura) o la necesaria para limitar la velocidad media al final del cuenco a 1 m/s.

F. HIDRÁULICA DE LOS ALIVIADEROS

9.25. Aliviaderos de caída libre y pared vertical.

(a) *Generalidades.*-Los problemas hidráulicos de los aliviaderos de caída libre se presentan en las características del control y en la disipación de energía en el dispositivo de aguas abajo. La descarga por encima del control es libre, por lo general, y la cara inferior de la lámina vertiente debe airearse para evitar que sea deprimida por las bajas presiones en el interior. La disipación de energía en el cuenco de aguas abajo puede conseguirse por medio de un resalto hidráulico, por impacto y turbulencia en un cuenco provisto de bloques o por un amortiguador de reja instalado inmediatamente aguas abajo del control.

El control puede consistir en una pared delgada para proporcionar un chorro completamente contraído, en un vertedero de pared gruesa que dé un chorro libre de presiones, o puede tener una forma adecuada para aumentar la eficacia de la coronación. Los coeficientes de desagüe son aproximadamente los mismos que se indican en el apartado 9.12. Normalmente los lados de la sección de control se disponen de tal manera que permitan la entrada de aire a la parte inferior de la lámina vertiente. Para ello la contracción necesaria se efectúa por medio de estribos, con aristas rectangulares, o instalando esquinas redondeadas verticales en las pilas o muros opuestos a la coronación. La longitud efectiva de coronación se determina entonces mediante la ecuación (4), en la que K_p y K_a serán aproximadamente 0,20.

Las dimensiones del cuenco amortiguador, correspondientes al caso de vertedero libre, pueden referirse a dos variables independientes: la altura del vertedero, Y, y el desagüe específico q. De estas variables, que tienen dimensión, puede obtenerse una relación adimensional por medio del calado crítico, $d_c = \sqrt[3]{q^2/g}$; dividiendo por Y: $d_c/Y = \sqrt[3]{q^2/gY^3}$. En esta expresión puede verse que q^2/gY^3 es adimensional y puede usarse como variable independiente para relacionar entre sí las dimensiones anteriores. Este cociente se denomina "número de caída" y se representa por $\overline{D}$. Puede comprobarse que $\overline{D}$ es el producto de F_1^2 por $(D_1/Y)^3$, donde F_1 es el número de Froude en el punto en que la lámina alcanza la solera del cuenco.

(b) *Cálculo hidráulico de los cuencos amortiguadores.*-Las características del resalto correspondientes al vertedero sobre pared delgada son, aproximadamente, las mismas que las que corresponden a otros tipos de resaltos, excepto en lo que se refiere a la situación del punto de comienzo del resalto, que no puede determinarse con tanta seguridad como en los demás tipos. En la figura 9-53,el punto donde comienza el resalto (punto X), variará con la altura del vertedero Y, y con la profundidad del agua en el cuenco bajo la lámina vertiente d_f. El proyecto del cuenco aguas abajo del punto X se realizará conforme a lo expuesto en el apartado 9.21 una vez obtenida la distancia L_d. Los valores de la profundidad d_1 y del número de Froude F_1 al principio del resalto, en relación con el número de caída $\overline{D}$, pueden obtenerse en la figura 9-53. Estos valores pueden emplearse para fijar las dimensiones del cuenco.

UDHCONECTA.COM

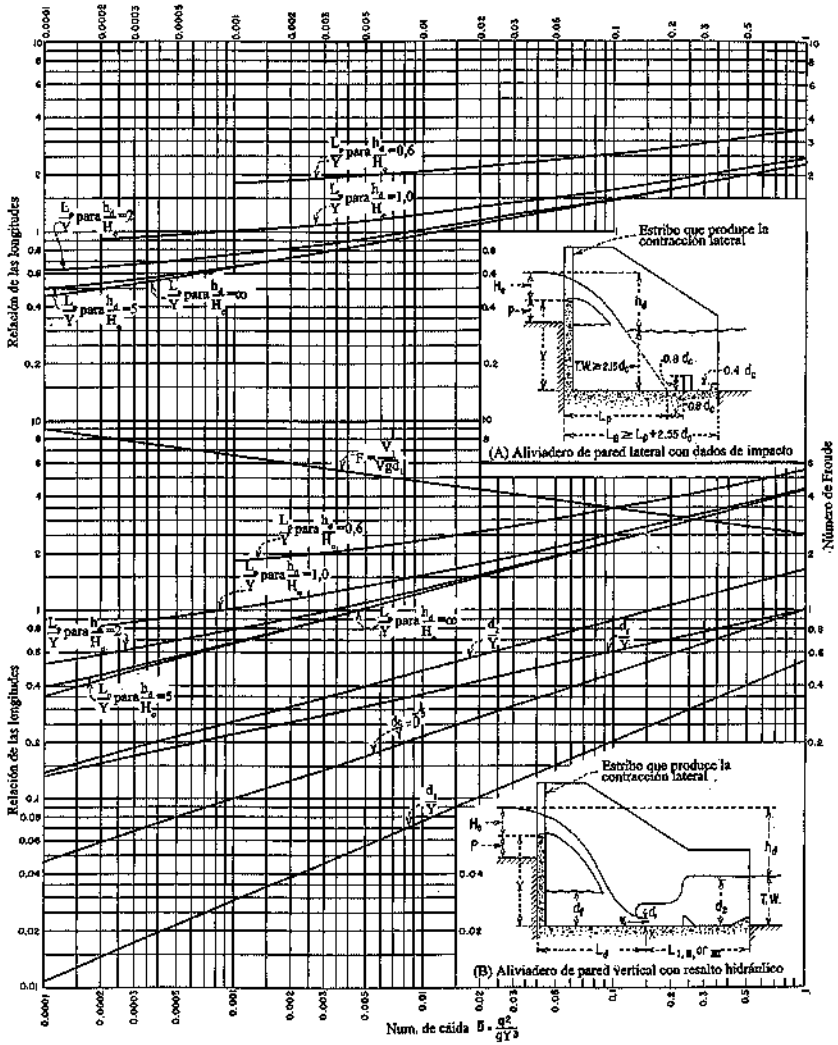


Figura 9-53.-Características hidráulicas de un aliviadero de caída libre con resalto hidráulico o con bloques de impacto. 288-D-2437.

Cuando el calado de aguas abajo del cuenco sea mayor que el calado conjugado, d_2, el resalto se retrasará hacia la lámina vertiente, aumentando la profundidad d_f. Con calados mayores debajo de la lámina de agua, ésta no alcanza directamente la solera sino que es desviada hacia arriba y alcanza la solera a la derecha del punto X. La distancia L_d, hasta el principio del resalto, será más larga a medida que aumente el calado de aguas abajo. La figura 9-53 proporciona valores medios de L_d en función de h_d/H_e, determinados experimentalmente. En el caso de existir calados excesivos, el cuenco tipo III, descrito anteriormente en el apartado 9.21, resulta ser el más indicado. Los cuencos con dados de impacto, que se estudian a continuación, pueden adaptarse también en este tipo de aliviaderos de poca altura y calado excesivo aguas abajo.

(c) *Cuenco con dados de impacto.*- Es un tipo de cuenco amortiguador con dados de impacto que ha sido desarrollado [4] para disipación de energía, en saltos pequeños, con una amplia variación en el calado de aguas abajo. La disipación de energía se realiza fundamentalmente merced a la turbulencia producida por el choque de la corriente en los bloques. De esta manera el calado de aguas abajo llega a ser casi independiente de la altura del salto. Las dimensiones apropiadas son las siguientes:

Longitud mínima del cuenco $L_B = L_p + 2{,}55 d_C$

Longitud mínima hasta la cara de aguas arriba del dado = $L_p + 0{,}8\ d_C$

Calado mínimo de aguas abajo $d_w = 2{,}15\ d_C$

Altura óptima del bloque = $0{,}8\ d_C$.

Separación entre dados y ancho de los mismos = $0{,}4\ d_C \pm$

Altura óptima del umbral extremo = $0{,}4\ d_C$.

(d) *Disipadores de reja.*-La figura 9-54 muestra un dispositivo eficaz en saltos pequeños. Este dispositivo ha sido experimentado para valores del número de Froude comprendidos entre 2,5 y 4,5 tomados en la solera del cuenco. Por medio de esta instalación se consigue separar la lámina vertiente en cierto número de filetes líquidos, que caen casi verticales en el cuenco inferior, disipándose la energía por turbulencia. Para que resulte eficaz la longitud de la reja L_G debe ser tal que la totalidad de la corriente afluente atraviese la reja antes de alcanzar el extremo de aguas abajo. Por consiguiente, esta longitud será función del caudal, de la velocidad de aproximación y del área de los espacios entre barras de la reja. Experimentalmente se ha comprobado que el siguiente valor de la longitud da resultados satisfactorios.

$$L_G = \frac{Q}{0{,}245 w N \sqrt{2gH_e}} \qquad (27)$$

donde:

L_G = longitud de la reja, en metros.

w = separación entre barras, en metros.

N = número de vanos.

H_e = calado aguas arriba del salto, en metros.

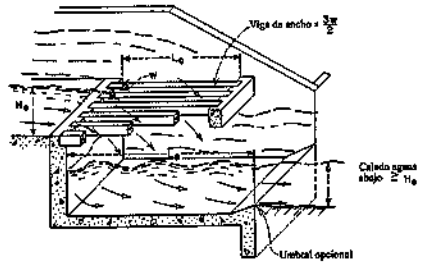


Figura 9-54.-Disipador de tipo de rejilla. 288-D-2438.

La longitud del cuenco L_B, deberá ser aproximadamente 1,2 L_G. Para mejorar la acción hidráulica es conveniente emplear un umbral extremo análogo al descrito, en el apartado 9.21, para el cuenco tipo I.

(e) *Ejemplo de cálculo de un vertedero de caída libre.*- Para explicar el procedimiento de

UDHCONECTA.COM

cálculo de un vertedero de caída libre lo mejor es hacerlo a través de un ejemplo. Supongamos que se desea un aliviadero capaz de desaguar 14,16 m^3/s. El desnivel entre la corriente de aguas arriba y aguas abajo, para el caudal previsto, es de 3,65 metros. (La cota del nivel de aguas abajo es 32,918.). El canal de aproximación tiene 6,1 metros de longitud y su solera coincide con la cresta del aliviadero en la cota 36,576. Se va a analizar cada tipo de disipador de energía.

El procedimiento de cálculo para diseñar un cuenco de resalto hidráulico es el siguiente: Supongamos que la longitud efectiva de la coronación del aliviadero es 4,57 metros y se adopta un valor aproximado C=1,66 del coeficiente de desagüe. El caudal específico es entonces q=14,16/4,57=3,1 m^3/s y $H_e=(q/C)^{2/3}$ =$(3,1/1,66)^{2/3}$=1,518 m. El nivel de agua en el embalse es, por consiguiente, 36,576 +1,518=38,094, con lo cual la altura de caída, desde el nivel de aguas arriba al de aguas abajo es de 5,2 metros.

Supongamos que se ha colocado un retallo de 15 centímetros de espesor, de bordes no redondeados, a cada lado del vertedero para efectuar la contracción y airear la superficie inferior de la lámina. En estas condiciones la longitud neta de coronación, que también es la anchura del cuenco, será $L'= + 2K_a H_e$ + 2(0,15) = 4,57 +2(0,2)(1,52)+0,30 = 5,48 m.

La figura 9-43 se utiliza para determinar aproximadamente la cota de solera del cuenco, asumiendo que su anchura efectiva es de 4,6 metros (en primera aproximación) y que no existen pérdidas de energía entre el embalse y el punto donde el chorro alcanza la solera del cuenco. Empleando la escala A se obtiene el calado conjugado d_2=2,68 metros, correspondiente al desagüe específico q =3,1 m^3/s y metro, y H_T =5,2 metros, con lo cual la cota de solera deberá ser 30,24. Y = 36,576 - 30,24 = 6,34 m y $\overline{D}=q^2/g\ Y^3$ =$(3,1)^3/(9,8\ (6,34)^3)$=0,0038. De la figura 9-53, $\overline{D}$=0,0038, d_2/Y = 0,375 y d_2=2;38 metros. Este resalto nos indica que el nivel de la solera debe tomarse en la cota 32,92-2,38 = 30,54.

En la segunda aproximación el valor resultante para Y es 6,04 $\overline{D}=(3,1)^3/(9,8\ (6,04)^3)$ = 0,0044 De la figura 9-53, para $\overline{D}$=0,0044 y h_d/H_e=3,4. L_d / Y = 1,02 y L_d = 6,04 x 1,02 = 6,16 metros, d_1 = 0,34 metros y F_1 = 5,3.

Con F_1 = 5,3, d_1 = 0,34 metros y d_2=2,38 metros puede emplearse el cuenco tipo III de la figura 9-41. De la figura 9-41, L/d_2 = 2,37 y L = 5,6 metros. La longitud del cuenco, medida desde la coronación del rebosadero, es $L_d + L$ = 6,16 + 5,6 = 11,76 metros. La distancia de los dados de impacto, contada desde el mismo origen anterior, es 6,16 + 0,8 d_2 = 6,16 + 0,8 x 2,38 = 8,06 metros. Los bloques tendrán una altura aproximada, de 1,5 d_1 = 0,50 metros y una anchura de 0,40 metros. La separación entre sus centros será de 0,80 metros.

En el caso de adoptarse un cuenco de amortiguación por impacto, el procedimiento de cálculo sería el siguiente: El calado crítico, $d_c=\sqrt[3]{3,1^2/9,8}=1,0$. Entonces, de la figura 9-53, para D = 0,0044 y h_d/H_e=3,4 L_d / Y = 0,85 y L_p =5,2 m. La longitud mínima del cuenco $L_B = L_P + 2,55\ d_C$ = 5,2 + 2,55 x 1,0 = 7,75 es decir, L_B = 8 metros. El calado mínimo aguas abajo, 2,15 d_C = 2,15 metros, lo cual sitúa la cota de solera del cuenco en la 30,77. La distancia desde la pared vertedero hasta los bloques será L_P + 0,8 d_C = 5,2 + 0,8 x 0,995=5,996 es decir 6 metros.

Los bloques tendrán una altura aproximada de 0,8 d_C = 0,8 x 0,995; aproximadamente 0,80 metros; una anchura de 0,40 metros y sus centros estarán separados, aproximadamente, 0,80 metros. El bordillo extremo tendrá una altura de 0,4 d_C= 0,40 metros.

De lo anteriormente expuesto se deduce que el cuenco de impacto resulta ser casi 4 metros más corto que el necesario para formar el resalto hidráulico y 0,2 metros menos profundo. Los dados de impacto, correspondientes al primer caso desarrollado, son más pequeños y están menos distanciados que los correspondientes al segundo.

Este ejemplo demuestra que el cuenco de impacto es considerablemente más pequeño que el cuenco de resalto hidráulico. Sin embargo, debe limitarse el uso de cuencos de impacto a saltos menores de 6 metros. Además, de acuerdo con lo expuesto anteriormente, la cimentación del cuenco de impacto debe de ser de mejor calidad debido a la fuerzas dinámicas que se desarrollan. Por consiguiente, el cuenco de resalto hidráulico tiene un empleo mucho más amplio.

El disipador de energía provisto de reja, no está indicado en este caso porque el número de Fraude, 5,3 excede del límite de 4,5 indicado anteriormente, que es el límite comprobado para un disipador de energía de esta tipología.

9.26. Aliviaderos en pozo (pozo o morning glory).

(a) *Características generales.*-En la figura 9-55 se representa el diseño típico y las características de desagüe de un aliviadero en pozo. En la curva de desagüe puede observarse que prevalecen las características de desagüe por vertedero (condición 1) para las cargas de agua comprendidas entre los puntos *a* y *g*; las características de desagüe por orificio (condición 2) para cargas comprendidas entre las ordenadas de *g* y *h* las características de desagüe por tubería en carga para cargas superiores a la ordenada *h* (condición 3).

Las características de la corriente en un aliviadero en pozo, variarán de acuerdo con las dimensiones de sus distintos elementos. Cambiando el diámetro de la coronación cambia la curva *ab* de la figura 9-55, lo que supone una variación de la ordenada *g* en la curva *cd*, que será más alta o más baja. Con diámetros más grandes pueden conseguirse mayores desagües con alturas menores sobre el vertedero llenándose la sección de transición. Análogamente, cambiando las dimensiones de la garganta, se consigue modificar la posición de la curva *cd*. Si se hace la transición de un tamaño tal que la curva *cd* se mueva hasta coincidir o quedar a la derecha del punto *j*, el control pasará directamente de ser un simple rebosadero a funcionar como tubo a sección llena. Los detalles de las características hidráulicas del caudal se comentan en los apartados a continuación.

(b) *Desagüe en coronación.*-Para cargas pequeñas el caudal que entra en los aliviaderos en pozo está regulado por las características del desagüe en coronación. La transición vertical, más allá de la coronación, fluirá parcialmente llena y con la corriente adherida a los lados del conducto. A medida que la carga sobre la coronación aumenta, la lámina adherida aumenta también el espesor y puede llegar a convertirse en un único chorro vertical.

El punto en que la lámina anular se cierra se llama "punto de bifurcación". Tras la formación del chorro aparece una especie de ebullición en la parte superior del punto de bifurcación y tanto éste como aquélla ascienden por el tubo a medida que aumenta el caudal. Para cargas mayores ambos fenómenos llegan a la superficie libre del embalse, quedando reducidos a una ligera depresión y un remolino en la superficie.

Antes de que la lámina líquida forme un chorro total, prevalecen las condiciones de flujo sobre rebosadero. En el momento que aquél se forma, el desagüe empieza a ser influido por la sumersión y finalmente la coronación queda anegada. El desagüe está entonces regido, bien por la naturaleza del chorro contraído formado bajo la entrada anegada, o bien por la forma y dimensiones de la transición vertical si ésta no está construida de tal manera que se adapte a la forma y tamaño del chorro. La acción del vórtice debe ser minimizada para mantener una corriente convergente en el interior del túnel. Para ello suelen emplearse pilas de guía en la coronación [13,14].

UDHCONECTA.COM

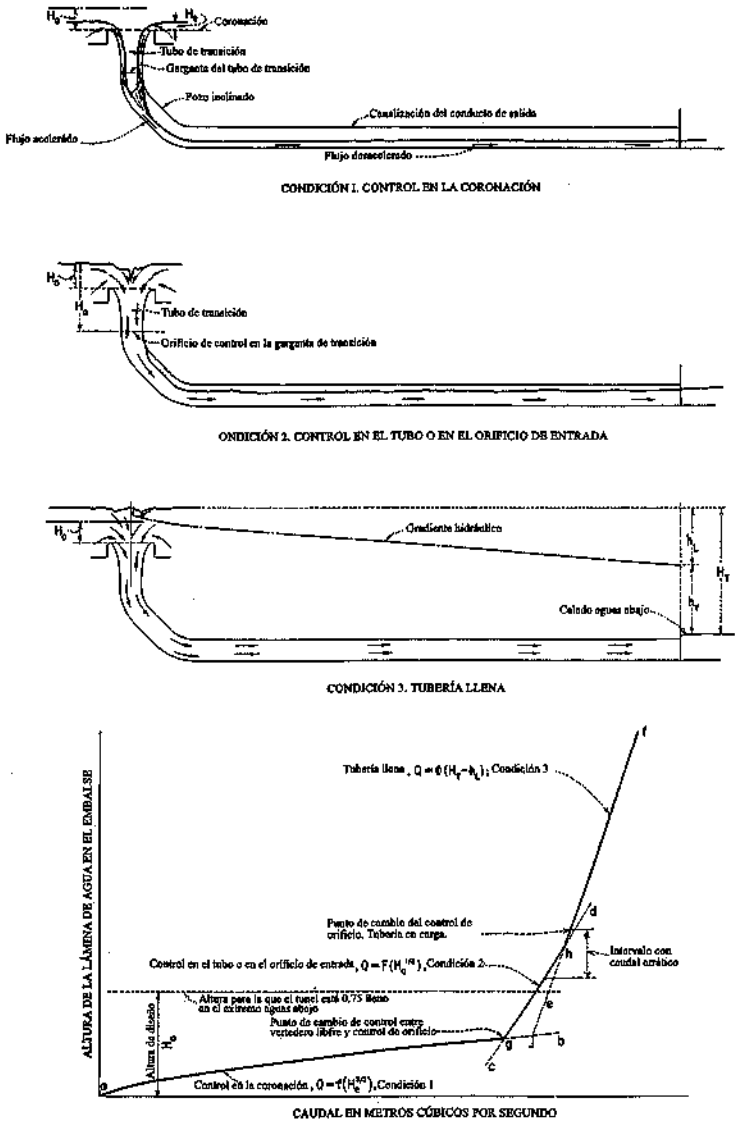


Figura 9-55.-Naturaleza del flujo y características del desagüe de un aliviadero en pozo circular. 288-D-2439.

Si los perfiles de la coronación y de la transición tienen la forma de la superficie inferior de una lámina vertiendo sobre un aliviadero circular de pared delgada, las características del flujo en coronación y a través de la transición pueden expresarse como $Q = C\,L\,H^{3/2}$ (ver eq. (3)); donde H es la carga medida hasta el punto más alto de la cara inferior de la lámina vertiente sobre el umbral del rebosadero, u otro punto definido del aliviadero. Igualmente L es una longitud relacionada con el desarrollo de la coronación, que puede ser el perímetro medido en su punto más alto, o cualquier otra longitud medida sobre una curva de referencia determinada. El valor de C depende de las definiciones que se tomen para L y H. Si L se toma sobre la parte exterior del rebosadero (origen de coordenadas en la figura 9-56) y H en la forma indicada en la misma figura, la ecuación de desagüe es:

$$Q = C_o\,(2\,\pi\,R_S)H_o^{\,3/2} \qquad (28)$$

Es evidente que el coeficiente de desagüe correspondiente, C_o , difiere del coeficiente para vertederos rectos a causa de los efectos de sumersión y de las sobrepresiones que se producen al unirse los caudales afluentes. Por ello C_o debe relacionarse con H_o y R_S expresándose en función de H_o/R_S. La relación entre C_o y H_o/R_S determinada en modelos reducidos [24], para tres condiciones distintas del calado de aproximación, se muestra en la figura 9-57. Estos coeficientes son válidos únicamente en el caso de que el perfil de la coronación y la forma de la transición se adapten al perfil de la lámina vertiente en pared delgada con carga H_o y aireación suficiente, en la cara inferior, para impedir la formación de subpresiones en la superficie de contacto.

En estas condiciones y cuando H_o/R_S vale aproximadamente 0,45, el flujo es fundamentalmente igual al de un vertedero. Cuando H_o/R_S, se hace mayor que 0,45, el aliviadero queda parcialmente sumergido y las condiciones de control son las de un vertedero sumergido. Cuando H_o/R_S se aproxima, o es mayor que 1, el aliviadero queda completamente sumergido, y el desagüe se rige por las mismas leyes que en el caso de desagüe por orificio. La fórmula $Q = C\,L\,H^{3/2}$ se emplea para medir el desagüe a través de la entrada en pozo, a pesar de la sumersión, usando para ello un coeficiente que refleja las condiciones de la corriente para cada valor de H_o/R_S. En la figura 9-57 puede verse que para valores menores de 0,45 este coeficiente varía poco de los indicados anteriormente para vertederos normales, pero que cuando aumenta la relación H_o/R_S el coeficiente se reduce mucho.

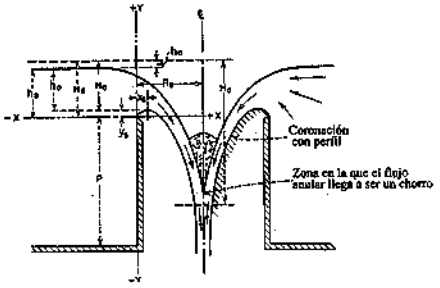


Figura 9-56.-Elementos del perfil de un vertedero circular. 288-D-2440.

Puede observarse que en la mayoría de las condiciones de flujo, para un vertedero circular, el coeficiente de desagüe aumenta al disminuir el calado de aproximación, que es precisamente lo contrario de lo que sucede en los vertederos rectos. En ambos casos, con una altura de aproximación menor disminuye la componente vertical de la velocidad de entrada y por consiguiente se reduce la contracción de la lámina vertiente. Sin embargo, en el caso de un vertedero circular los efectos de sumersión se reducen, a causa de las depresiones que se producen en la cara superior de la lámina, dando al chorro una mayor aceleración de descenso, lo que contribuye a que descienda la posición del vértice y aumente el caudal desaguado.

UDHCONECTA.COM

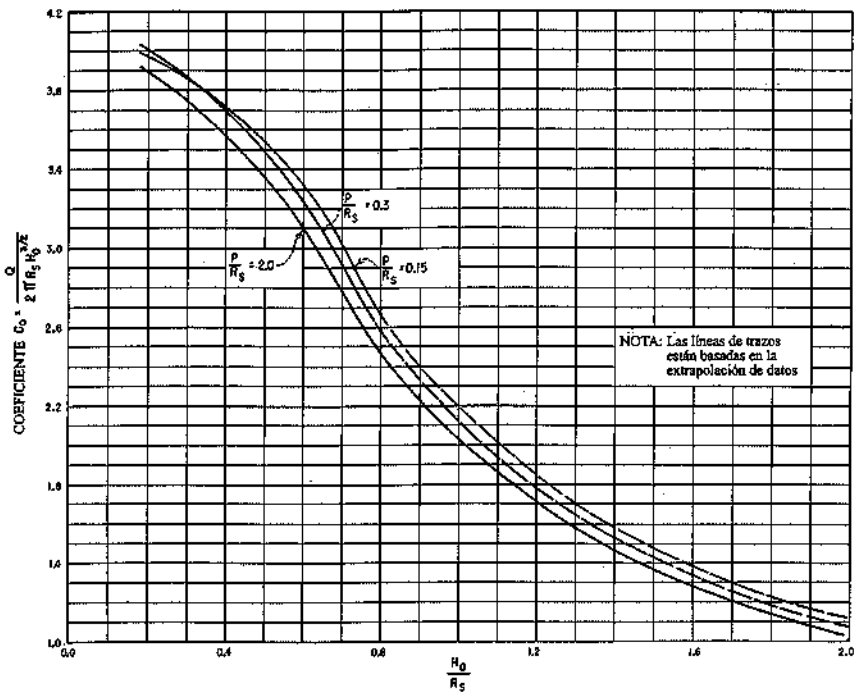


Figura 9-57.-Relación entre el coeficiente de desagüe de coronación circular C_o y H_o/R_S para diferentes calados de aproximación (lámina aireada).

Mediante la figura 9-58 pueden obtenerse los coeficientes de desagüe para cargas, H_e distintas de las de proyecto, con lo que puede obtenerse la curva de desagüe. El proyectista debe aplicar con cuidado los criterios anunciados, ya que las presiones negativas y los efectos de sumersión pueden alterar de distinta manera, según la forma de los perfiles, las condiciones de flujo. Por consiguiente, estos criterios no deben aplicarse para condiciones de flujo en las que H_e/R_s sea mayor que 0,4.

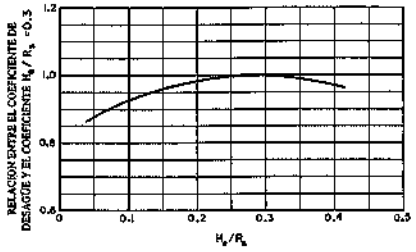


Figura 9-58.-Coeficiente de desagüe en coronación circular para cargas de agua distintas de la de proyecto. 288-D-2442.

(c) *Perfiles de coronación.*-En las tablas 9-5, 9-6 y 9-7 pueden obtenerse los valores de las coordenadas para definir la forma de la superficie inferior de la lámina vertiente, en un vertedero circular de pared delgada y aireado, para distintos valores de P/R_S y H_S/R_S. Estos datos se basan en experimentaciones [24] realizadas por el Bureau of Reclamation. La figura 9-59 presenta la relación entre H_S y H_o. En la figura 9-60 pueden verse los valores típicos del perfil superior e inferior de la lámina vertiente, para distintos valores de H_S/R_S, en función de X/H_S e Y/H_S para el caso P/R_S=2,0.

En la figura 9-61 se representan los perfiles de la lámina inferior para un valor dado de R_S y cada H_S. Al contrario de lo que sucede en el vertedero recto, donde la lámina cae más lejos del muro a medida que aumenta la carga sobre la coronación, puede verse en la figura 9-61 que, en el caso de vertedero circular, el perfil inferior de la lámina llega más lejos solamente en la parte superior del trazado, sólo para valores de H_S/R_S superiores a 0,5.

Los perfiles se van retrayendo progresivamente al aumentar H_S/R_S. Debajo de los vértices de las curvas los perfiles correspondientes a cargas mayores quedan dentro de las áreas limitadas por los correspondientes a alturas más bajas. Por lo tanto, si el perfil del vertedero está calculado para alturas tales que el valor de H_S/R_S oscila entre 0,25 y 0,30 aparecerán presiones negativas cuando la carga sea menor que la máxima de cálculo. Si se quieren evitar estas presiones negativas debe escogerse el perfil, de tal manera, que se adapte a los correspondientes valores de H_S/R_S más pequeños. La figura 9-62 muestra el incremento aproximado de radio necesario para reducir las presiones subatmosféricas en la coronación. El perfil de la coronación correspondiente para radios mayores, se obtiene haciendo $H'_S/R'_S = 0,3$.

(d) *Diseño de la transición.*-El diámetro del chorro líquido que fluye por un orificio horizontal puede determinarse, para cualquier punto, por debajo de la superficie del agua, si se suponen despreciables todas las pérdidas incluso las de rozamiento y se admite la ecuación de continuidad $Q = a\,v$.

En el caso de un orificio circular, el área vale πR^2, con lo que el caudal será: $av = \pi R^2 \sqrt{2gH_a}$. Resolviendo respecto a R, $R = Q_a^{1/2}/5H_a^{1/4}$; donde H_a es la diferencia de altura entre la superficie libre del agua y el punto que se está considerando. Esta relación demuestra que el diámetro del chorro líquido disminuye de manera continua con la distancia de caída.

En la hipótesis de que las pérdidas totales (debidas a la contracción del chorro, al rozamiento, a la variación de velocidad por el cambio de dirección, etcétera) sean 0,1 H_a la ecuación que da el radio aproximado del chorro líquido, es:

$$R = 0{,}2746 \frac{Q_a^{1/2}}{H_a^{1/4}} \qquad (29)$$

Puesto que esta ecuación da la forma del chorro, si se emplea para determinar la forma del pozo, éste resultará el de mínimas dimensiones capaz de transportar el flujo sin restricciones y sin que se desarrollen presiones negativas en las paredes.

Las líneas de punto y raya *"abc"* de la figura 9-63 representan el perfil típico del chorro líquido dado por la ecuación (29). Si el perfil, *"abc"*, se ensancha por encima del punto *"b"*, como se indica en las curvas de trazos *"db"*, la sección A-A actuará como sección de control y el chorro fluirá bajo presión en toda la zona por encima de A-A; por debajo de esta sección el chorro fluirá siguiendo la curva *"bc"*.

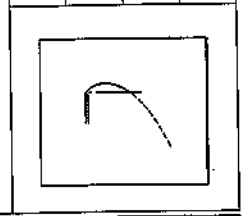
Se necesita aireación en el control, ya sea mediante la introducción de aire en un ensanchamiento brusco de la entrada o instalando un deflector para asegurar la lámina libre debajo de la sección de control A-A. Las formas de las esquinas, los pasillos) deben de asegurar el flujo libre debajo del punto de control.

UDHCONECTA.COM

Tabla 9-5.-Coordenadas de la superficie inferior de la lámina vertiente para diferentes valores de H_S/R_S con P/R_S =2,0

[Velocidad de aproximación despreciable y lámina aireada]

H_S/R_S	0,00	0,10*	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60	0,80	1,00	1,20	1,50	2,00
X/H_S	Y/H_S para la zona del perfil por encima de la coronación del vertedero														
0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,010	0,0150	0,0145	0,0133	0,0130	0,0128	0,0125	0,0122	0,0119	0,0116	0,0112	0,0104	0,0095	0,0086	0,0077	0,0070
0,020	0,0280	0,0265	0,0250	0,0243	0,0236	0,0231	0,0225	0,0220	0,0213	0,0202	0,0180	0,0159	0,0140	0,0115	0,0090
0,030	0,0395	0,0365	0,0350	0,0337	0,0327	0,0317	0,0308	0,0299	0,0289	0,0270	0,0231	0,0198	0,0168	0,0126	0,0085
0,040	0,0490	0,0460	0,0435	0,0417	0,0403	0,0389	0,0377	0,0363	0,0351	0,0324	0,0268	0,0220	0,0176	0,0117	0,0050
0,050	0,0575	0,0535	0,0506	0,0487	0,0471	0,0454	0,0436	0,0420	0,0402	0,0368	0,0292	0,0226	0,0168	0,0092	
0,060	0,0650	0,0605	0,0570	0,0550	0,0531	0,0510	0,0489	0,0470	0,0448	0,0404	0,0305	0,0220	0,0147	0,0053	
0,070	0,0710	0,0665	0,0627	0,0605	0,0584	0,0560	0,0537	0,0514	0,0487	0,0432	0,0308	0,0201	0,0114	0,0001	
0,080	0,0765	0,0710	0,0677	0,0655	0,0630	0,0603	0,0578	0,0550	0,0521	0,0455	0,0301	0,0172	0,0070		
0,090	0,0820	0,0765	0,0722	0,0696	0,0670	0,0640	0,0613	0,0581	0,0549	0,0471	0,0287	0,0135	0,0018		
0,100	0,0860	0,0810	0,0762	0,0734	0,0705	0,0672	0,0642	0,0606	0,0570	0,0482	0,0264	0,0089			
0,120	0,0940	0,0880	0,0826	0,0790	0,0758	0,0720	0,0683	0,0640	0,0596	0,0483	0,0195				
0,140	0,1000	0,0935	0,0872	0,0829	0,0792	0,0750	0,0705	0,0654	0,0599	0,0460	0,0101				
0,160	0,1045	0,0980	0,0905	0,0855	0,0812	0,0760	0,0710	0,0651	0,0585	0,0418					
0,180	0,1080	0,1010	0,0927	0,0872	0,0820	0,0766	0,0705	0,0637	0,0559	0,0361					
0,200	0,1105	0,1025	0,0938	0,0877	0,0819	0,0756	0,0688	0,0611	0,0521	0,0292					
0,250	0,1120	0,1035	0,0926	0,0850	0,0773	0,0683	0,0596	0,0495	0,0380	0,0068					
0,300	0,1105	0,1000	0,0850	0,0764	0,0668	0,0559	0,0446	0,0327	0,0174						
0,350	0,1060	0,0930	0,0750	0,0650	0,0540	0,0410	0,0280	0,0125							
0,400	0,0970	0,0830	0,0620	0,0500	0,0365	0,0220	0,0060								
0,450	0,0845	0,0700	0,0450	0,0310	0,0170	0,000									
0,500	0,0700	0,0520	0,0250	0,0100											
0,550	0,0520	0,0320	0,0020												
0,600	0,0320	0,0080													
0,650	0,0090														



X/H_S	Y/H_S para la zona del perfil por debajo de la coronación del vertedero														
0,000	0,668	0,615	0,554	0,520	0,487	0,450	0,413	0,376	0,334	0,262	0,158	0,116	0,093	0,070	0,048
-,020	0,705	0,652	0,592	0,560	0,526	0,488	0,452	0,414	0,369	0,293	0,185	0,145	0,120	0,096	0,074
-,040	0,742	0,688	0,627	0,596	0,563	0,524	0,487	0,448	0,400	0,320	0,212	0,165	0,140	0,115	0,088
-,060	0,777	0,720	0,660	0,630	0,596	0,557	0,519	0,478	0,428	0,342	0,232	0,182	0,155	0,129	0,100
-,080	0,808	0,752	0,692	0,662	0,628	0,589	0,549	0,506	0,454	0,363	0,250	0,197	0,169	0,140	0,110
-,100	0,838	0,784	0,722	0,692	0,657	0,618	0,577	0,532	0,478	0,381	0,266	0,210	0,180	0,150	0,118
-,150	0,913	0,857	0,793	0,762	0,725	0,684	0,641	0,589	0,531	0,423	0,299	0,238	0,204	0,170	0,132
-,200	0,978	0,925	0,860	0,826	0,790	0,745	0,698	0,640	0,575	0,459	0,326	0,260	0,224	0,184	0,144
-,250	1,040	0,985	0,919	0,883	0,847	0,801	0,750	0,683	0,613	0,490	0,348	0,280	0,239	0,196	0,153
-,300	1,100	1,043	0,976	0,941	0,900	0,852	0,797	0,722	0,648	0,518	0,368	0,296	0,251	0,206	0,160
-,400	1,207	1,150	1,079	1,041	1,000	0,944	0,880	0,791	0,706	0,562	0,400	0,322	0,271	0,220	0,168
-,500	1,308	1,246	1,172	1,131	1,087	1,027	0,951	0,849	0,753	0,598	0,427	0,342	0,287	0,232	0,173
-,600	1,397	1,335	1,260	1,215	1,167	1,102	1,012	0,898	0,793	0,627	0,449	0,359	0,300	0,240	0,179
-,800	1,563	1,500	1,422	1,369	1,312	1,231	1,112	0,974	0,854	0,673	0,482	0,384	0,320	0,253	0,184
-1,000	1,713	1,646	1,564	1,508	1,440	1,337	1,189	1,030	0,899	0,710	0,508	0,402	0,332	0,260	0,188
-1,200	1,846	1,780	1,691	1,635	1,553	1,422	1,248	1,074	0,933	0,739	0,528	0,417	0,340	0,266	
-1,400	1,970	1,903	1,808	1,748	1,653	1,492	1,293	1,108	0,963	0,760	0,542	0,423	0,344		
-1,600	2,085	2,020	1,918	1,855	1,742	1,548	1,330	1,133	0,988	0,780	0,553	0,430			
-1,800	2,196	2,130	2,024	1,957	1,821	1,591	1,358	1,158	1,008	0,797	0,563	0,433			
-2,000	2,302	2,234	2,126	2,053	1,891	1,630	1,381	1,180	1,025	0,810	0,572				
-2,500	2,557	2,475	2,354	2,266	2,027	1,701	1,430	1,221	1,059	0,838	0,588				
-3,000	2,778	2,700	2,559	2,428	2,119	1,748	1,468	1,252	1,086	0,853					
-3,500	------	2,916	2,749	2,541	2,171	1,777	1,489	1,267	1,102						
-4,000	------	3,114	2,914	2,620	2,201	1,796	1,500	1,280							
-4,500	------	3,306	3,053	2,682	2,220	1,806	1,509								
-5,000	------	3,488	3,178	2,734	2,227	1,811									
-5,500	------	3,653	3,294	2,779	2,229										
-6,000	------	3,820	3,405	2,812	2,232										
H_S/R_S	0,00	0,10*	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60	0,80	1,00	1,20	1,50	2,00



* La tabulación para H_S/R_S=0,10 fue obtenida por interpolación entre H_S/R_S=0 y 0,20

Tabla 9-6.-Coordenadas de la superficie inferior de la lámina vertiente para diferentes valores de H_S/R_S con P/R_S=0,30

H_S/R_S	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60	0,80
X/H_S	Y/H_S para la zona del perfil por encima de la coronación del vertedero								
0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,010	0,0130	0,0130	0,0130	0,0125	0,0120	0,0120	0,0115	0,0110	0,0100
0,020	0,0245	0,0242	0,0240	0,0235	0,0225	0,0210	0,0195	0,0180	0,0170
0,030	0,0340	0,0335	0,0330	0,0320	0,0300	0,0290	0,0270	0,0240	0,0210
0,040	0,0415	0,0411	0,0390	0,0380	0,0365	0,0350	0,0320	0,0285	0,0240
0,050	0,0495	0,0470	0,0455	0,0440	0,0420	0,0395	0,0370	0,0325	0,0245
0,060	0,0560	0,0530	0,0505	0,0490	0,0460	0,0440	0,0405	0,0350	0,0250
0,070	0,0610	0,0575	0,0550	0,0530	0,0500	0,0470	0,0440	0,0370	0,0245
0,080	0,0660	0,0620	0,0590	0,0565	0,0530	0,0500	0,0460	0,0385	0,0235
0,090	0,0705	0,0660	0,0625	0,0595	0,0550	0,0520	0,0480	0,0390	0,0215
0,100	0,0740	0,0690	0,0660	0,0620	0,0575	0,0540	0,0500	0,0395	0,0190
0,120	0,0800	0,0750	0,0705	0,0650	0,0600	0,0560	0,0510	0,0380	0,0120
0,140	0,0840	0,0790	0,0735	0,0670	0,0615	0,0560	0,0515	0,0355	0,0020
0,160	0,0870	0,0810	0,0750	0,0675	0,0610	0,0550	0,0500	0,0310	
0,180	0,0885	0,0820	0,0755	0,0675	0,0600	0,0535	0,0475	0,0250	
0,200	0,0885	0,0820	0,0745	0,0660	0,0575	0,0505	0,0435	0,0180	
0,250	0,0855	0,0765	0,0685	0,0590	0,0480	0,0390	0,0270		
0,300	0,0780	0,0670	0,0580	0,0460	0,0340	0,0220	0,0050		
0,350	0,0660	0,0540	0,0425	0,0295	0,0150				
0,400	0,0495	0,0370	0,0240	0,0100					
0,450	0,0300	0,0170	0,0025						
0,500	0,0090	-,0060							
0,550									

X/H_S	Y/H_S para la zona del perfil por debajo de la coronación del vertedero								
0,000	0,519	0,488	4,455	0,422	0,384	0,349	0,310	0,238	0,144
-,020	0,560	0,528	0,495	0,462	0,423	0,387	0,345	0,272	0,174
-,040	0,598	0,566	0,532	0,498	0,458	0,420	0,376	0,300	0,198
-,060	0,632	0,601	0,567	0,532	0,491	0,451	0,406	0,324	0,220
-,080	0,664	0,634	0,600	0,564	0,522	0,480	0,432	0,348	0,238
-,100	0,693	0,664	0,631	0,594	0,552	0,508	0,456	0,368	0,254
-,150	0,760	0,734	0,701	0,661	0,618	0,569	0,510	0,412	0,290
-,200	0,831	0,799	0,763	0,723	0,677	0,622	0,558	0,451	0,317
-,250	0,893	0,860	0,826	0,781	0,729	0,667	0,599	0,483	0,341
-,300	0,953	0,918	0,880	0,832	0,779	0,708	0,634	0,510	0,362
-,400	1,060	1,024	0,981	0,932	0,867	0,780	0,692	0,556	0,396
-,500	1,156	1,119	1,072	1,020	0,938	0,841	0,745	0,595	0,424
-,600	1,242	1,203	1,153	1,098	1,000	0,891	0,780	0,627	0,446
-,800	1,403	1,359	1,301	1,227	1,101	0,970	0,845	0,672	0,478
-1,000	1,549	1,498	1,430	1,333	1,180	1,028	0,892	0,707	0,504
-1,200	1,680	1,622	1,543	1,419	1,240	1,070	0,930	0,733	0,524
-1,400	1,800	1,739	1,647	1,489	1,287	1,106	0,959	0,757	0,540
-1,600	1,912	1,849	1,740	1,546	1,323	1,131	0,983	0,778	0,551
-1,800	2,018	1,951	1,821	1,590	1,353	1,155	1,005	0,797	0,560
-2,000	2,120	2,049	1,892	1,627	1,380	1,175	1,022	0,810	0,569
-2,500	2,351	2,261	2,027	1,697	1,428	1,218	1,059	0,837	
-3,000	2,557	2,423	2,113	1,747	1,464	1,247	1,081	0,852	
-3,500	2,748	2,536	2,167	1,778	1,489	1,263	1,099		
-4,000	2,911	2,617	2,200	1,796	1,499	1,274			
-4,500	3,052	2,677	2,217	1,805	1,507				
-5,000	3,173	2,731	2,223	1,810					
-5,500	3,290	2,773	2,228						
-6,000	3,400	2,808							
H_S/R_S	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60	0,80

UDHCONECTA.COM

Tabla 9-7.-Coordenadas de la superficie inferior de la lámina vertiente para diferentes valores de H_S /R con P/R_S=0,15

H_S/R_S	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60	0,80
X/H_S	Y/H_S para la zona del perfil por encima de la coronación del vertedero								
0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,010	0,0120	0,0120	0,0115	0,0115	0,0110	0,0110	0,0105	0,0100	0,0090
0,020	0,0210	0,0200	0,0195	0,0190	0,0185	0,0180	0,0170	0,0160	0,0140
0,030	0,0285	0,0270	0,0265	0,0260	0,0250	0,0235	0,0225	0,0200	0,0165
0,040	0,0345	0,0335	0,0325	0,0310	0,0300	0,0285	0,0265	0,0230	0,0170
0,050	0,0405	0,0385	0,0375	0,0360	0,0345	0,0320	0,0300	0,0250	0,0170
0,060	0,0450	0,0430	0,0420	0,0400	0,0380	0,0355	0,0330	0,0265	0,0165
0,070	0,0495	0,0470	0,0455	0,0430	0,0410	0,0380	0,0350	0,0270	0,0150
0,080	0,0525	0,0500	0,0485	0,0460	0,0435	0,0400	0,0365	0,0270	0,0130
0,090	0,0560	0,0530	0,0510	0,0480	0,0455	0,0420	0,0370	0,0265	0,0100
0,100	0,0590	0,0560	0,0535	0,0500	0,0465	0,0425	0,0375	0,0255	0,0065
0,120	0,0630	0,0600	0,0570	0,0520	0,0480	0,0435	0,0365	0,0220	
0,140	0,0660	0,0620	0,0585	0,0525	0,0475	0,0425	0,0345	0,0175	
0,160	0,0670	0,0635	0,0590	0,0520	0,0460	0,0400	0,0305	0,0110	
0,180	0,0675	0,0635	0,0580	0,0500	0,0435	0,0365	0,0260	0,0040	
0,200	0,0670	0,0625	0,0560	0,0465	0,0395	0,0320	0,0200		
0,250	0,0615	0,0560	0,0470	0,0360	0,0265	0,0160	0,0015		
0,300	0,0520	0,0440	0,0330	0,0210	0,0100				
0,350	0,0380	0,0285	0,0165	0,0030					
0,400	0,0210	0,0090							
0,450	0,0015								
0,500									
0,550									
X/H_S	Y/H_S para la zona del perfil por encima de la coronación del vertedero								
0,000	0,454	0,422	0,392	0,358	0,325	0,288	0,253	0,189	0,116
-,020	0,499	0,467	0,437	0,404	0,369	0,330	0,292	0,228	0,149
-,040	0,540	0,509	0,478	0,444	0,407	0,368	0,328	0,259	0,174
-,060	0,579	0,547	0,516	0,482	0,443	0,402	0,358	0,286	0,195
-,080	0,615	0,583	0,550	0,516	0,476	0,434	0,386	0,310	0,213
-,100	0,650	0,616	0,584	0,547	0,506	0,462	0,412	0,331	0,228
-,150	0,726	0,691	0,660	0,620	0,577	0,526	0,468	0,376	0,263
-,200	0,795	0,760	0,729	0,685	0,639	0,580	0,516	0,413	0,293
-,250	0,862	0,827	0,790	0,743	0,692	0,627	0,557	0,445	0,319
-,300	0,922	0,883	0,843	0,797	0,741	0,671	0,594	0,474	0,342
-,400	1,029	0,988	0,947	0,893	0,828	0,749	0,656	0,523	0,381
-,500	1,128	1,086	1,040	0,980	0,902	0,816	0,710	0,567	0,413
-,600	1,220	1,177	1,129	1,061	0,967	0,869	0,753	0,601	0,439
-,800	1,380	1,337	1,285	1,202	1,080	0,953	0,827	0,655	0,473
-1,000	1,525	1,481	1,420	1,317	1,164	1,014	0,878	0,696	0,498
-1,200	1,659	1,610	1,537	1,411	1,228	1,059	0,917	0,725	0,517
-1,400	1,780	1,731	1,639	1,480	1,276	1,096	0,949	0,750	0,531
-1,600	1,897	1,843	1,729	1,533	1,316	1,123	0,973	0,770	0,544
-1,800	2,003	1,947	1,809	1,580	1,347	1,147	0,997	0,787	0,553
-2,000	2,104	2,042	1,879	1,619	1,372	1,167	1,013	0,801	0,560
-2,500	2,340	2,251	2,017	1,690	1,423	1,210	1,049	0,827	
-3,000	2,550	2,414	2,105	1,738	1,457	1,240	1,073	0,840	
-3,500	2,740	2,530	2,153	1,768	1,475	1,252	1,088		
-4,000	2,904	2,609	2,180	1,780	1,487	1,263			
-4,500	3,048	2,671	2,198	1,790	1,491				
-5,000	3,169	2,727	2,207	1,793					
-5,500	3,286	2,769	2,210						
-6,000	3,396	2,800							
H_S/R_S	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60	0,80

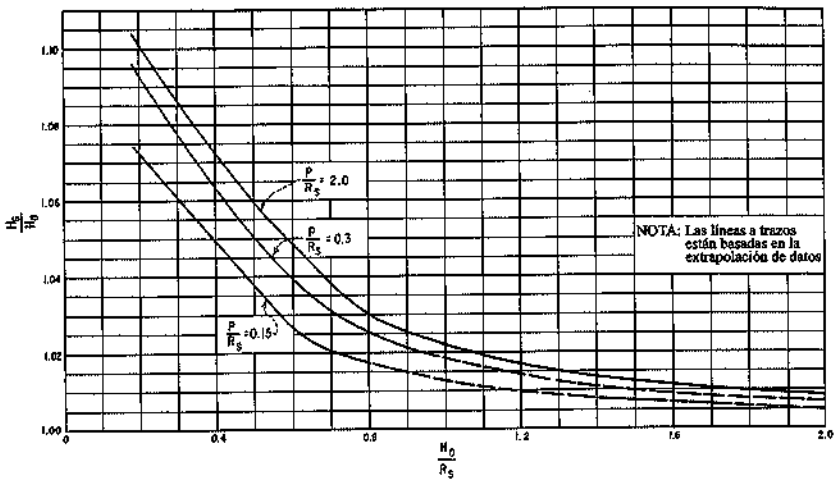


Figura 9-59.-Relación entre H_S/H_o y H_o/R_S en un aliviadero de pared delgada con coronación circular.

La falta de aireación en el punto de control puede provocar cavitación, rotura de la lámina y efecto sifón, que puede dar lugar a grandes vibraciones. Para un perfil (por ejemplo "*abe*") para una carga específica, el control debe de mantenerse en la sección A-A para una carga mayor, por lo que la presión del caudal en la sección anterior prevalecerá. El caudal después de la sección A-A debe de mantenerse en lámina libre. Si se adopta el perfil "*dbe*", una vez que se alcanza la carga para lograr que circule a sección llena en el punto *b*, la sección A-A será la de control, y la presión del caudal arriba del control prevalecerá para esa carga y para mayores.

La forma de la lámina, cuando la coronación está sumergida, será la determinada por el procedimiento del apartado 9.26 (c) para una carga de cálculo H_o; ésta llegará a ser análoga para los niveles más bajos a la obtenida mediante la ecuación (29) si H_e es aproximadamente H_o. Debe recordarse que con las pérdidas supuestas para la ecuación (29) el perfil "*abc*" proporciona las dimensiones mínimas del pozo con las que es posible garantizar el desagüe del caudal previsto; por lo que no deberá proyectarse ninguna parte del perfil con dimensiones menores. De acuerdo con lo expuesto en el apartado 9.14 se pueden tolerar pequeñas presiones negativas, en la coronación, siempre que se adopten las precauciones necesarias para obtener una superficie lisa y se tengan en cuenta al hacer el cálculo estructural. La elección del perfil mínimo, con preferencia a otro más ancho, es una decisión económica, estructural o de adaptabilidad al proyecto total.

Cuando el perfil de la transición, que sigue a la coronación, sea el dado por las tablas 9-5, 9-6 y 9-7, puede calcularse el caudal desaguado mediante la ecuación (28) entrando en ella con el coeficiente deducido de la figura 9-57. Cuando el perfil de transición no se adapte a esa condición, estableciéndose una sección de

UDHCONECTA.COM

control más estrecha, deberá calcularse el caudal a partir de la ecuación (29). La curva *"ag"* de la figura 9-55, que relaciona el caudal con la altura de agua en el embalse, podrá calcularse, en este caso, a partir del coeficiente determinado en la figura 9-58 y la curva similar *"gh"* vendrá determinada por la ecuación (29)

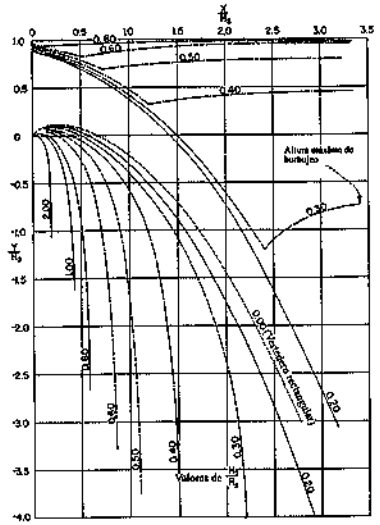


Figura 9-60.-Perfiles superior e inferior de la lámina para vertedero circular (lámina aireada y velocidad de aproximación despreciable). 288-D-2444.

(e) *Cálculo del conducto.*-En el caso de que el conducto de un aliviadero en pozo deba funcionar lleno, pero sin presión, desde la sección de transición hacia abajo, para el caudal de proyecto, sus dimensiones podrán variar de acuerdo con la carga neta de agua en cada uno de sus puntos. Si la inclinación de la línea de energía (definida por las pérdidas) es menor que la pendiente de la solera del conducto, el flujo se acelerará y podrá disminuirse su sección transversal. En el caso contrario deberá aumentarse la sección transversal. Todos los puntos a lo largo del conducto actúan simultáneamente como secciones de control. Para alturas de carga mayores que la que sirvió para dimensionar el conducto éste entrará en carga y la sección de control estará en su extremo final; para alturas de carga menores el conducto funcionará parcialmente lleno en toda su longitud y la sección de control permanecerá en la transición de aguas arriba. En la figura 9-55 la altura para la cual el conducto empieza a fluir lleno está representada por el punto *"h"*. Para cargas superiores a *"h"* el conducto actúa a presión; para cargas inferiores a *"h"* el conducto trabaja parcialmente lleno con las condiciones de control impuestas por la transición proyectada.

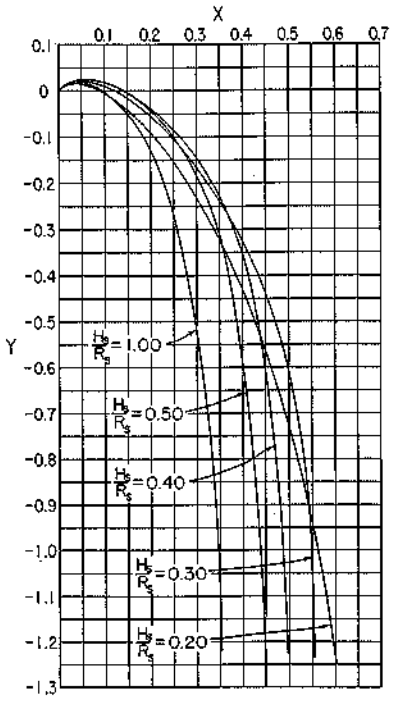


Figura 9-61.-Comparación de las distintas formas inferiores de la lámina para un vertedero circular con diferentes cargas de agua. 288-D-2445.

Debido que en la realidad no es practico la construcción de un conducto de sección transversal variable, se construye siempre con dimensiones constantes por debajo de la sección de control. Por ello debajo de la sección de control tiene un tamaño excesivo. Si puede mantenerse la presión atmosférica, a lo largo de la parte de conducto que fluye parcialmente llena, la corriente continuará de esta manera hasta el extremo de aguas abajo. Aumentos progresivos del caudal no modificarán el tramo de aguas arriba, que fluye parcialmente lleno, pero en la parte inferior aparecerá un tramo lleno, en carga, cuya longitud irá creciendo hacia aguas arriba. Cuando el caudal alcance el punto *"h"* de la figura 9-55 ese tramo llegará a ocupar la longitud total del conducto que entonces fluirá lleno.

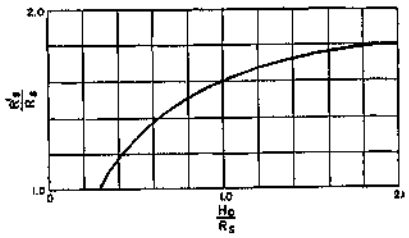


Figura 9-62.-Incremento necesario del radio de la coronación circular para hacer mínimas las presiones subatmosféricas a lo largo de la misma. 288-D-2446.

Si el conducto trabaja de forma que el extremo de aguas abajo fluye lleno tanto la entrada como la salida estarán herméticamente cerradas. Para impedir el efecto de sifón, subsiguiente a la retirada del aire del conducto, es necesario tener un sistema de ventilación adecuado. A menos que la ventilación se haga llegar a todos los puntos del conducto resultará inadecuada para impedir que se produzcan presiones negativas en algún punto, a causa de la posibilidad de que se quede cerrado cualquier tramo del conducto por intumescencias, ondas o remolinos. Por consiguiente, cuando no se prevea ventilación o ésta sea inadecuada, se producirá una acción sifónica cuando el caudal esté en el intervalo en que el conducto fluye lleno. Esta acción va acompañada de desagües erráticos, golpes, vibraciones y pulsaciones a la entrada y salida del aliviadero.

Para evitar la posibilidad de que la corriente actúe en esas condiciones el conducto se dimensiona en proyectos normales (y especialmente cuando existen grandes cargas) de forma que nunca pueda fluir lleno. Las dimensiones del conducto se fijan de manera que, aun para los máximos caudales, no trabaje lleno en más del 75 por ciento de su sección total. En estas condiciones el aire, generalmente, puede penetrar fácilmente por el orificio de aguas abajo y prevenir la formación de presiones negativas en toda la longitud del conducto. Deben tomarse, sin embargo, precauciones al fijar la curvatura vertical y horizontal del tubo, así como su alineación, para prevenir que alguna sección pueda cerrarse por la acción de las ondas o pulsaciones.

(f) *Ejemplo de diseño.*-El ejemplo siguiente ilustra el procedimiento de cálculo de un aliviadero de pozo circular: Supongamos que debe proyectarse un aliviadero en pozo, sin compuertas, para desaguar un caudal máximo de 56,6 m^3/s. y en el que la carga máxima que debe soportar es 3,05 metros. Determinar el perfil del vertedero y la relación de altura-caudal en los dos casos siguientes: (1) Suponiendo que el radio de la coronación debe ser el menor posible, porque la admisión está constituida por una torre alejada de los estribos, y, además, que pueden tolerarse presiones negativas a lo largo de la coronación; (2) que el pozo puede tener dimensiones cualesquiera, por estar situado en una loma del estribo, y que es necesario reducir al mínimo las presiones negativas. En los dos casos, el conducto no deberá fluir en el tramo de aguas abajo más del 75 por 100 lleno. Las dimensiones de la sección de control pueden verse en la figura 9-64.

UDHCONECTA.COM

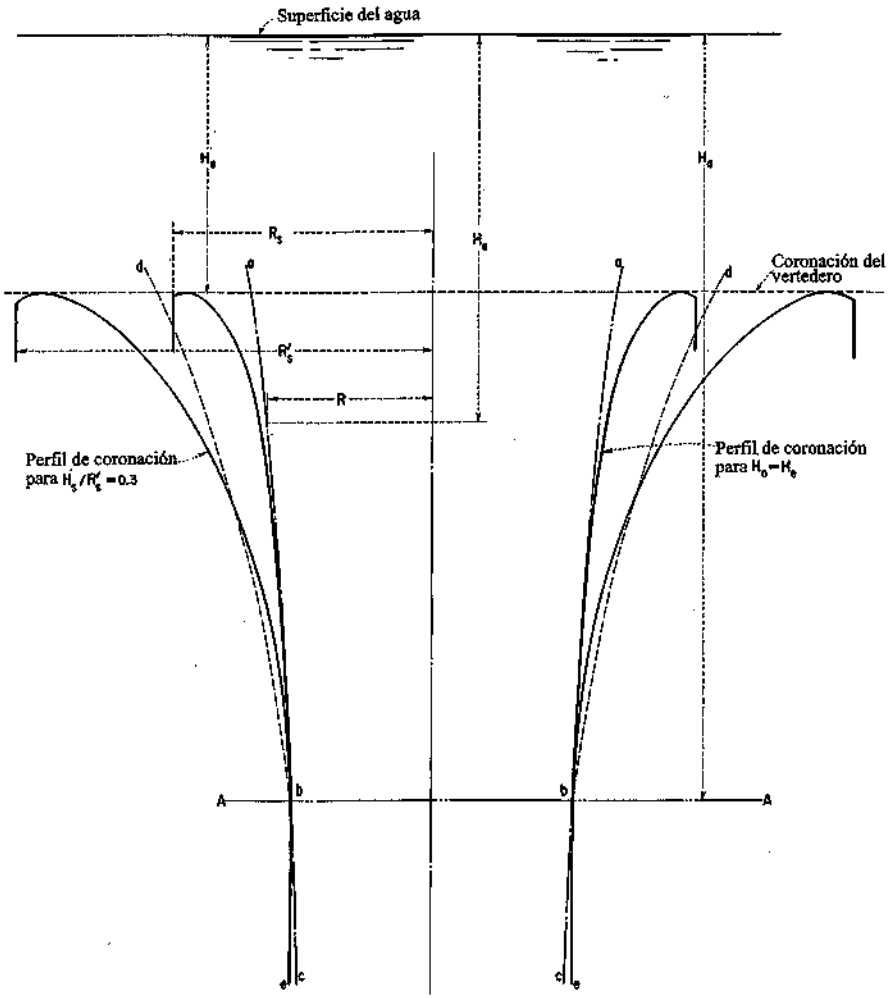


Figura 9-63.-Comparación de los perfiles de un vertedero en pozo para distintas condiciones. 288-D-2447.

(1) *Caso* 1. El radio de la coronación debe ser el mínimo y pueden tolerarse presiones negativas.

Supongamos $P/R_S \geq 2$ (ver figura 9-57). El valor de R_S se determina por tanteos suponiendo un valor de R_S y calculando el caudal.

Supongamos R_S =2,13 metros; entonces H_o/R_S = 3,05/2,13 =1,43. Para $P/R_S \geq 2$ y H_o/R_S = 1,43 en la figura 9-57 se obtiene C_o =0,80. Entonces $Q = C_o\,(2\pi R_S)H_o^{3/2}$ = $0{,}80(2\pi)(2{,}14)\cdot 3^{3/2}$ = 56,7 m^3 por segundo, que es el desagüe necesario, aproximadamente. De la figura 9-59, para H_o/R_S = 1,43 y $P/R_S \geq 2$, se deduce H_S/H_o =1,014, con lo que H_S = 3,05 (1,014) = 3,09 metros. Entonces H_S/R_S = 3,09/2,13 =1,45.

Interpolando en la tabla 9-5, se obtiene el perfil de la coronación, que se dibuja en la figura 9-65.

El siguiente paso consiste en determinar la forma de transición necesaria para evacuar 56,6 metros cúbicos por segundo con H_o =3,05 metros por encima de la coronación. Empleando la ecuación (29).

$$R = 0{,}275\frac{Q_a^{1/2}}{H_a^{1/4}} = 0{,}275\frac{(56{,}6)^{1/2}}{H_a^{1/4}} = \frac{2{,}066}{H_a^{1/4}}$$

Los puntos correspondientes se dibujan en la misma figura que se ha empleado para la forma de la coronación. (La tabla siguiente da su cálculo, figura 9-65.)

Cota de la sección (m)	H_a	$H_a^{1/4}$	$R = \frac{2{,}028}{H_a^{1/4}}$
30,48	3,05	1,32	1,56
30,18	3,.35	1,35	1,53
29,26	4,27	1,44	1,44
28,65	4,88	1,49	1,39
28,04	5,49	1,53	1,35
26,82	6,71	1,61	1.28

Entre ambas curvas dibujadas se interpola una curva suave que es la forma final de la coronación y transición.

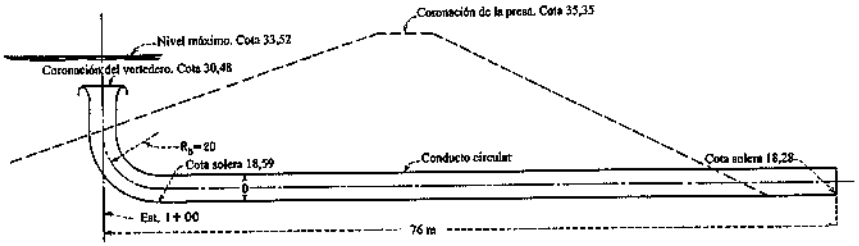


Figura 9-64.-Vertedero en pozo. Perfil del ejemplo del texto de la sección 9.26(f). 228-D-2448.

La última etapa consiste en determinar las dimensiones del conducto mínimo desde la transición hasta el final, de tal manera, que fluya lleno como máximo en el 75 por 100. El procedimiento es el siguiente: 1) escoger un conducto y diámetro de garganta aproximados y encontrar la situación de la garganta correspondiente. 2) Calcular la longitud correspondiente al conducto de desagüe desde la transición hasta la salida. 3) Calcular las

UDHCONECTA.COM

pérdidas correspondientes al conducto, suponiéndole lleno en sus tres cuartas partes. 4) Comprobar que la cota de la solera del conducto en la salida es la necesaria para permitir desaguar el caudal a través del conducto escogido. Después que se ha determinado un tamaño, de esta forma, debe comprobarse el perfil del nivel de agua en el conducto por medio del cálculo de una curva de remanso.

En este caso particular se supone un diámetro de 2,74 metros para el conducto. De la figura 9-65 se deduce que el radio de 1,37 metros se encuentra a 2,1 metros por debajo de la coronación, con lo que la cota del círculo de garganta de diámetro 2,70 metros es 28,377. La longitud del túnel puede ser medida o determinada por métodos aproximados. En este caso resultaría ser de 82,3 metros.

Suponiendo que el conducto está lleno en sus tres cuartas partes. Área = 0,75 π $(1,37)^2$ = 4,42 m^2, velocidad = 56,6/4,42 = 12,8 metros por segundo y $h_V = (12,77)^2/(2g)$ = 8,32 metros.

De la tabla B-3, para 75 por 100 de caudal, d/D = 0,702 y el radio hidráulico r = 0,2964 (2,74) = 0,81 m.

Empleando el valor n = 0,014, para que las pérdidas resulten máximas, de la ecuación de Manning (ecuación (30) del apéndice B).

$$s = \left(\frac{vn}{r^{2/3}}\right)^2 = \left[\frac{(12,77)(0,014)}{0,81^{2/3}}\right]^2 = 0,042$$

y h_f = 0,042 (82,3) = 3,45 metros

La cota inferior del orificio de salida será igual a (1) cota del círculo de garganta, más (2) carga cinética en la garganta, menos (3) carga cinética en el conducto 75 por 100 lleno, menos (4) pérdidas por rozamiento en el conducto, menos (5) calado en la salida. Empleando este cálculo, para el diámetro supuesto, se obtiene para la cota inferior el valor aproximado para esta iteración: 28,38 + (1/1,1)(33,53 - 28,38) - 8,32 - 3,45 – 0.702* 2,74 = 19.5 m.

Aunque esta cota es ligeramente superior a la pre-establecida de 18,3 metros, las pérdidas reales a lo largo del conducto pueden ser mayores que las admitidas en el cálculo. Por esto, el diámetro de 2,85 metros parece ser el mínimo práctico, que puede darse al conducto de sección uniforme, para que se cumpla el enunciado. En la tabla 9-8 se presenta el cálculo de la superficie líquida en el conducto de 2,85 metros de diámetro, realizado para comprobar el cálculo aproximado que se ha empleado hasta aquí; estos cálculos están basados en el teorema de Bernoulli (ecuación (32) del apéndice B).

La tabla 9-9 presenta el cálculo del caudal correspondiente a cada altura de agua. Para valores más bajos de la relación H_e/R_S, los valores pueden obtenerse de la figura 9-58, suponiendo que se ha adoptado un coeficiente de 2,07 para cuando H_e/R_S valga 0,3. Para valores mayores de la carga el caudal puede obtenerse de la ecuación (29), empleando un radio de 1,37 metros en el círculo de garganta a la cota 28.38. Se dibujan entonces las curvas correspondientes a ambos intervalos; la intersección de las curvas se sustituye por una curva de transición aproximada que representará mejor las condiciones reales. La figura 9-66 representará la curva de desagüe obtenida. El cálculo demuestra que el conducto circulará lleno solamente en un 76 por 100 en el extremo de aguas abajo, por lo que el proyecto resulta satisfactorio.

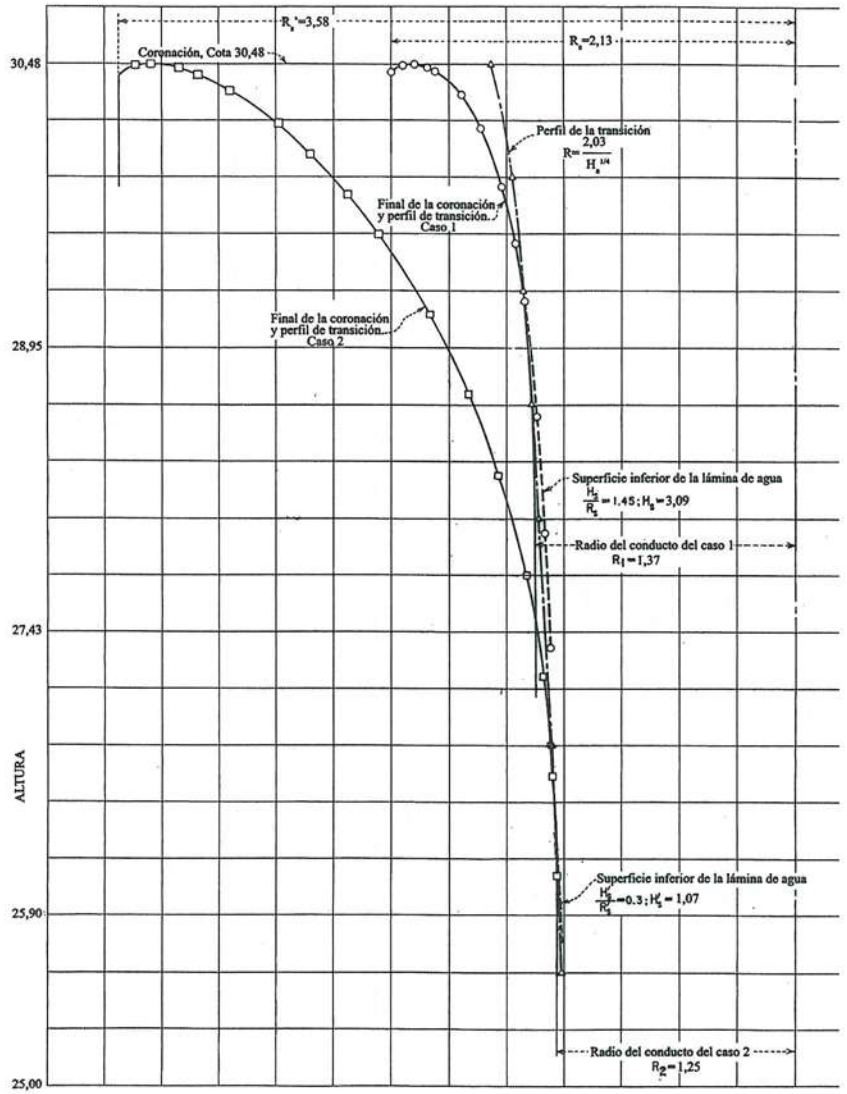


Figura 9-65.-Boca de entrada, transición y conducto del ejemplo del texto. Del ejemplo de la sección 9.26(f). 288-D-2515.

BIBLIOTECA ETSEA · UNIVERSITAT DE LLEIDA

UDHCONECTA.COM

Tabla 9-8. Cálculos para determinar la superficie libre del agua en el caso 1. Diámetro del conducto =2,74 metros. Q=56,6 m3/s, n=0,014

Sec.	ΔL	$tan.$ $d/D.$	d	a	v	h_v	r	$r^{2/3}$	S	$\frac{s_1+s_2}{2}$	Δh_L	$\sum\Delta h_L$	d_2+h_{v2} $+\sum\Delta h_L$	Cota de la solera	Cota línea energía	Obs.
1+00		1,00		19,39	9,5	4,7	0,69	0,157	0,030	--	--	--	--	28,4	33.04	--
1+19	11,9	0,56	1,54	11,17	16,6	14,1	0,73	0,180	0,081	0,056	0,671	0,671	16,3	18,6	34,87	Alto
		0,59	1,64	11,91	15,6	12,4	0,76	0,190	0,069	0,049	0,579	0,579	14,6		33,19	O.K.
2+30	33,8	0,63	1,73	12,86	14,5	10,6	0,77	0,200	0,057	0,063	2,13	2,71	15,1	18,4	33,50	Alto
		0,64	1,76	13,10	14,2	10,2	0,79	0,206	0,054	0,062	2,07	2,65	14,6		33,07	O.K.
3+50	36,6	0,72	1,98	14,95	12,4	7,9	0,82	0,224	0,039	0,047	1,71	4,36	13,9	18,3	33,22	Bajo
		0,70	1,92	14,50	12,8	8,4	0,81	0,221	0,042	0,048	1,77	4,42	14,7		33,01	O.K.

Tabla 9-9.-Cálculos para obtener la curva de desagüe para el caso 1. RS=2,13 m

Carga en coronación (m)	Control en coronación			Control en la garganta	
	$\frac{H_e}{R_S}$	[1]C	$Q=C(2\pi R_S)H_e^{3/2}$	H_e	$Q_o=(R/0,275)^2 H_o^{1/2}$
0.3	0,14	1.97	4.4		
0.6	0,29	2.07	13.2		
0.9	0,43	1.98	23.2		
1.2	--		3.3	3.32	45.3
1.5	--		3.9	3.93	49.6
1.8	--		4.5	4.54	53.2
2.1	--		5.2	5.15	56.6
2.4	--		3.3	3.32	45.3
2.7	--		3.9	3.93	49.6
3.0	--		4.5	4.54	53.2

[1]Para H_e/R_s=0,3 se supone un coeficiente de 2,07 (según la figura 9-57). Los coeficientes para distintas relaciones de H_e/R_S se obtienen de la figura 9-58.

(2) *Caso* 2.-El radio de la coronación debe determinarse de tal manera que se reduzcan todo lo posible las presiones negativas en la coronación.

En primer lugar se determina el radio mínimo, de la misma forma que en el caso primero, para H_o = 3,04 metros y Q = 56,6 metros cúbicos por segundo. Se supone P/R_S = 0,15 y por aproximaciones sucesivas se obtiene R_S.

Suponiendo R_S =2,13 metros, H_o/R_S = 1,43; con estos valores, la figura 9-57 dará C_o = 0,856. En estas condiciones, $Q = C_o (2\pi R_S) H_o^{3/2}$ = 0,856 (2 π) (2,13) $3,04^{3/2}$=61 metros cúbicos por segundo. Como se necesitan 56,6 metros cúbicos por segundo el valor adoptado para R_S es demasiado grande.

Suponiendo R_S =2 metros H_o/R_S = 1,49 y de la figura 9-57 C_o = 0,83, con lo cual Q = 56 metros cúbicos por segundo que es el desagüe necesario aproximadamente.

Empleando el valor anterior de H_o/R_S=1,49 se entra en la figura 9-62 para determinar el incremento de radio necesario para minimizar las presiones negativas. Para H_o/R_S = 1,49, R_S'/R_S = 1,74 y R_S = 1,74 x 2 = 3,48 metros (se utiliza R_S'=3,50 metros). En la figura 9-65 se ha dibujado la curva, calculada empleando la tabla 9-7, que tendrá la cara inferior de la lámina vertiente.

Los cálculos necesarios para obtener la forma de la transición necesaria, para el caudal de 56,6 metros cúbicos por segundo, son los mismos que en el caso anterior. La figura 9-65 contiene las curvas obtenidas para la coronación y la transición.

Observando atentamente el dibujo de los perfiles de coronación y transición, correspondientes al caso 2, puede verse que el diámetro del conducto correspondiente al caso anterior resulta ahora demasiado grande. En el caso de querer emplear el mismo diámetro de 2,85 metros se necesitaría una curva de transición para unir la coronación con el conducto de desagüe; esta transición diferirá demasiado de la proporcionada por la ecuación (29). Esto significa que con una altura de agua de 3,04 metros sobre coronación no podría limitarse el caudal a 56,6 metros cúbicos por segundo por ser la sección de control de la transición demasiado grande; el caudal desaguado sería de 65 metros cúbicos por segundo, aproximadamente, lo que no solamente excede del máximo admitido en el problema sino que precisaría un conducto más amplio para que la sección mojada no excediera del 75 por 100. Para realizar finalmente un proyecto hidráulicamente aceptable debería adaptarse un conducto de mayor diámetro y tolerar un caudal mayor. Si se elige el tamaño del conducto más pequeño es evidente que se ocuparía más del 75 por 100 de su sección.

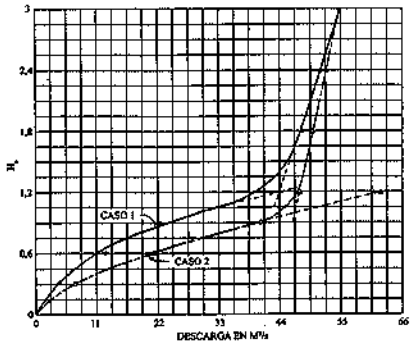


Figura 9-66.-Aliviadero en pozo. Curvas de desagüe para el ejemplo del texto. 288-D-2516.

La solución más simple de este problema consiste en variar el diámetro del conducto escogiendo, para ello, un círculo de garganta conveniente en la zona en que convergen los dos perfiles de aguas arriba. De esta manera se llega a un diámetro en la transición que limita el desagüe a un caudal de 54 metros cúbicos por segundo. Aguas abajo de esta garganta se amplía este conducto para que sea capaz de fluir lleno en un 75 por 100. La situación de esta nueva transición es un problema de economía y de facilidad de construcción.

En el caso concreto que nos ocupa, se escogerá un conducto de diámetro 2,51 metros, con el círculo de garganta a la cota 26,2 Las condiciones de máxima economía en el proyecto se obtienen continuando con este conducto hasta el punto en que actúe lleno al 75 por 100; punto en el cual deben aumentarse sus dimensiones para conseguir alcanzar el orificio de salida, de forma que llegue lleno en la misma proporción. Con objeto de determinar el punto en que debe aumentarse el diámetro del conducto es necesario calcular el perfil de la superficie del agua, por medio de tanteos, como se muestra en la tabla 9-10. Se emplea un radio para la curva de 5 metros (*2 D*). La tabla muestra que el conducto debe incrementarse a partir de la estación 1+16.5. Las dimensiones del conducto aguas abajo pueden aproximarse suponiendo que, para unas dimensiones dadas, el flujo llena el 75 por 100 de la sección del extremo de aguas abajo y tomando como un solo tramo, para los cálculos del perfil, la distancia existente entre el punto en que se ha realizado el cambio de sección y el extremo de aguas abajo. Aunque con este método resultan pérdidas ligeramente mayores que las que se obtienen tomando tramos más cortos es suficientemente exacto si la longitud del conducto aguas abajo de la expansión no es demasiado grande. El empleo de tramos más cortos, y de un valor mínimo de *"n"*, es necesario cuando se quiere determinar el calado y la velocidad en el orificio de aguas abajo con el fin de usarlos en el proyecto del disipador de energía. La transición del conducto, desde el diámetro pequeño al más grande se realizará conforme a lo expuesto en la sección 9.19(b).

UDHCONECTA.COM

La curva que relaciona el caudal de desagüe con la carga, se obtiene de manera análoga a la del caso 1 anterior. El radio de garganta en este caso es de 1,26 metros y la cota 26,2. En la tabla 9-11 se presentan los cálculos realizados y la curva resultante se dibuja en la figura 9-66.

9.27. *Aliviaderos en conducto subterráneo.*

(a) *Generalidades*.-Conforme a lo que se comentó en el apartado 9.8 (j), el aliviadero en conducto subterráneo consiste, generalmente, en un simple conducto a través de la presa, o a lo largo del estribo, con pendiente uniforme y con la entrada normal o inclinada respecto al eje de la tubería. La sección transversal puede ser redonda, en el caso de ser prefabricada, o de cualquier otro tipo (cuadrada, rectangular, etc.), si se construye "in situ". El conducto puede desaguar libremente o puede desembocar en un canal abierto cuya solera sea tangente al chorro líquido.

La naturaleza del flujo en un aliviadero de este tipo está fijada por diversos factores, tales como, la pendiente de la conducción, sus dimensiones, forma, longitud, rugosidad y forma geométrica de los orificios de entrada y salida. La combinación de estos factores determina la situación de la sección de control que es, en definitiva, la que determina las características de desagüe del conducto, la forma en que circula la corriente por él (parcial o totalmente lleno), y la relación entre la carga del agua y el caudal.

La pendiente de la solera puede ser suave o fuerte, es decir, menor o mayor, respectivamente, que la que produce un régimen crítico para un caudal determinado. Tanto si la pendiente es suave como si es fuerte, la sección de control puede estar a la entrada o a la salida, ya que depende de la forma geométrica de la entrada, de la relación carga-desagüe y de las condiciones del flujo en la salida. En la figura 9-67 se muestran las distintas condiciones que pueden regir un flujo concreto.

Si la entrada no está sumergida, el control para un conducto de pendiente suave, parcialmente lleno, se encontrará en la salida. Si el desagüe en esta salida se realiza libremente se hará pasando por el calado crítico precisamente en la salida. Es el caso representado en el caso 1 de la figura 9-67. Si el calado de aguas abajo es mayor que el crítico en el conducto será él quien controle el flujo en el tubo. Si este calado de aguas abajo llega a sumergir la salida, el agua llenará completamente el conducto e incluso puede llegar a inundarse la entrada. Es el caso representado en el caso 6 de la figura 9-67. Mientras que el conducto no esté lleno la corriente fluirá, normalmente, en régimen lento y el caudal podrá determinarse por la ecuación de Bernoulli, empezando el cálculo en la salida. Cuando el nivel del embalse inunde el orificio de entrada, siendo H/D>1,2, el control, con el calado crítico, puede formarse a la entrada si la conducción es lo suficientemente corta para que no se produzca un resalto dentro de ella. Este caso se representa en el caso 4 de la figura 9-67.

Cuando la conducción tenga una pendiente fuerte y la entrada no esté inundada la sección crítica de control estará en la entrada, según se indica en el caso 3 de la figura 9-67. El calado bajará rápidamente en la entrada, hasta alcanzar el crítico, y se establecerá en el resto del conducto una corriente a velocidad supercrítica en canal abierto. El desagüe se producirá como si a la entrada existiese un rebosadero libre cuya carga fuera el calado crítico.

Tabla 9-10.-Cálculo de perfil de la superficie del agua para el caso 2 (variando el diámetro del conducto), Q=56,6 m³/s, n=0,014

Sec.	ΔL	Ens. d/D	d	a	v	h_v	r	$r^{2/3}$	S	$\frac{S_1+S_2}{2}$	Δh_L	$\sum \Delta h_L$	$d_2+h_{v2}+\sum \Delta h_L$	Cota solera	Cota línea energía	Obs.
1+00		1,00		16,3	11,4	6,6	0,63	0,73	0,047	--	--	--	--	26,2	32,8	-
1+16	9,1	0,65	1,63	11,2	16,6	14,0	0,73	0,81	0,082	0,065	0,58	0,58	16,2	18,6	34,8	Bajo O.K.
		0,69	1,73	12,0	15,5	12,2	0,74	0,82	0,070	0,058	0,55	0,55	14,5	--	32,8	
		Ensayo de un conducto de 2.74 metros de diámetro para que circule al 75 % lleno del orificio de salida														
3+50	71,3	0,69	1,89	14,3	13,0	8,6	0,81	0,87	0,044	0,057	4,1	4,6	15,1	18,3	33,4	Alto
		Ensayo de un conducto de 2.82 metros de diámetro para que circule al 75 % lleno del orificio de salida														
3+50	71,3	0,69	2,08	15,1	12,3	7,7	0,83	0,88	0,038	0,054	3,8	4,4	14,2	18,3	32,5	O.K.

Tabla 9-11.- Cálculo de la curva de desagüe para el caso 2, R'$_s$=3,58 m.

Carga en coronación (m)	Control en coronación			Control en garganta	
	$\frac{H_e}{R_S}$	[1]C	$Q=C(2\pi R_S)H_e^{3/2}$	H_a	$Q_a=(R/0{,}275)^2 H_a^{1/2}$
0.3	0,09	1.96	7.4		
0.6	0,17	2.06	22.1		
0.9	0,26	2.13	41.9	5.2	47.6
1.2	0,34	2.11	64.0	5.5	49.0
1.5	--		3.9	5.8	51.8
1.8	--		4.5	6.1	54.4
2.1	--		5.2	6.7	56.6
2.4	--		3.3	7.3	47.6
2.7	--		3.9	5.2	49.0
3.0	--		4.5	5.5	51.8

[1]Para H_e/R_s=0,3 se supone un coeficiente de 2.13 (según la figura 9-57). Los coeficientes para distintas relaciones de H_e/R_S se obtienen de la figura 9-58.

Aun después de que la entrada haya quedado inundada con H excediendo más o menos 1,2 D, es posible tener las mismas condiciones en el conducto, según puede verse en el caso 5, y para ello bastará que la sección de control permanezca en la entrada. En este caso la corriente a la entrada es análoga a la que se produce en un orificio. Este tipo de corriente lleva consigo la contracción del chorro, en la parte superior de la entrada, mientras exista una cámara de aire a lo largo de la bóveda del canal que permita que el conducto actúe parcialmente lleno en toda su longitud.

A medida que aumenta la carga sobre la entrada, y, por lo tanto, el caudal, el rozamiento en el canal, o las alteraciones locales de la corriente, pueden hacer llenar completamente la parte del conducto próxima a la salida. La corriente a gran velocidad arrastrará parte del aire encerrado reduciéndose la presión en el conducto a valores inferiores a la presión atmosférica. Además, si la entrada tiene una forma tal que impide la contracción, el conducto actuará lleno desde la entrada, por lo que las dos zonas de tubería llena tenderán a unirse y se producirá una acción similar a la del sifón, que aumentará el caudal desaguado. Este aumento del desagüe producirá una succión junto al orificio de entrada, se producirá un vórtice que introducirá aire en el conducto, se romperá la acción del tubo lleno y la sección de control volverá a ser la entrada disminuyendo el desagüe. Inmediatamente empezará otra vez la acción del llenado del conducto y se repetirá el ciclo. Estas alternativas de llenado y vórtices dan origen a una corriente con pulsaciones, indicada en el caso 7 de la figura 9-67. Cuando el nivel del embalse es tal que H/D>1,5 el efecto de contracción en la entrada llega a ser insuficiente para interferir la acción del tubo

UDHCONECTA.COM

lleno y se establecerá un régimen estable a conducto lleno indicado en el caso 8.

En el caso de que se desee que el conducto del aliviadero no actúe lleno, la forma geométrica del orificio de entrada llega a tomar una gran importancia. Este deberá garantizar la máxima eficacia en el desagüe y, además, producir una contracción tal en la parte superior del chorro que asegure una superficie libre dentro del conducto, bien aireada, para cualquier nivel del agua en el embalse. Los orificios de entrada con bordes no redondeados (a escuadra) producen la contracción deseada sin reducir materialmente la capacidad de desagüe. Esta contracción puede obtenerse también (aunque reduciendo la capacidad de desagüe) con una entrada proyectada hacia el exterior, biselada, con la cara inclinada hacia aguas abajo, con un orificio anular de entrada más pequeño que el resto del conducto, o incluso con un muro de cerramiento en la parte superior de la entrada del conducto.

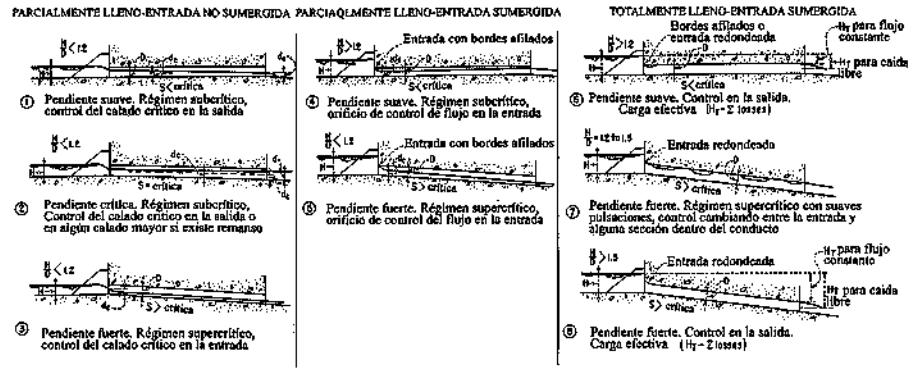


Figura 9-67.-Condiciones de flujo en conductos con pendientes suaves y fuertes. 288-D-2517.

En el caso de que se admita que el conducto pueda trabajar en carga la sección de control estará a la salida y la forma del orificio de entrada pierde mucha importancia. En este caso deberá darse una forma tal a la embocadura que se reduzca, al mínimo, la contracción del chorro líquido para evitar su separación de las paredes del conducto y que así el conducto fluya lleno siempre, excepto cuando la toma no esté sumergida. Las formas aerodinámicas reducen las pérdidas cuando las tuberías actúan llenas. La supresión de la contracción puede conseguirse redondeando los bordes de la embocadura o abocinándola hacia el conducto principal.

Las embocaduras pueden ser muy variadas en lo que se refiere a las condiciones de aproximación, a la sección transversal, y a los dispositivos de entrada. Por ejemplo, la embocadura puede ser redondeada, biselada, a escuadra, o abocinada; puede sobresalir o estar situada a ras del muro de cerramiento, que a su vez puede ser vertical o inclinado. La zona cercana a la embocadura puede estar claramente definida por un canal, o puede no existir; pueden adoptarse muros en vuelta o hacerse una transición alabeada. La sección transversal de la embocadura puede ser circular, cuadrada, rectangular, o en forma de arco. Todas estas variaciones tienen una

marcada influencia sobre el funcionamiento del aliviadero porque afectan al desagüe por orificio, a la contracción en la entrada, y a las pérdidas en la entrada cuando el conducto funciona en carga.

La forma más corriente consiste en un tubo circular cuya entrada está enrasada con un muro de contención vertical. Las instalaciones con conducto en cajón suelen tener una transición con paredes verticales a alabeadas desde el canal trapecial.

A continuación se estudia con detalle el cálculo hidráulico de estos dos tipos de instalaciones.

(b) *Conducto circular con muro de contención vertical.*-La figura 9-68 proporciona la relación entre la carga de agua y el caudal para un conducto circular, enrasado con un muro de cerramiento vertical, según que la embocadura tenga los bordes a escuadra o redondeados. Este gráfico se ha realizado promediando los resultados de un gran número de ensayos [25, 26, 27] realizados en conductos en los que la pendiente de la tubería era fuerte. La relación mostrada para embocadura a escuadra se ha obtenido suponiendo que la sección de control permanece en la embocadura para todas las alturas de nivel en el embalse. Cuando H/D<1,2 (aproximadamente) las características de la corriente corresponden a las de flujo crítico en tubería circular, modificadas solamente por los efectos de la contracción del chorro. Para H/D = 1,2 las características de la corriente corresponden a las de desagües por orificio o bajo compuerta. En cualquier caso las condiciones de aguas abajo no influyen en el caudal, cualquiera que sea la relación H/D, puesto que la corriente fluye en régimen rápido.

En la figura 9-68 puede observarse que la relación carga-caudal correspondiente a la embocadura redondeada permanece a la derecha de la correspondiente a embocadura a escuadra, para valores de H/D hasta cerca de 1,2, indicando desagües ligeramente mayores para dimensiones iguales del conducto. El incremento de caudal, en este caso, es la consecuencia de haber adoptado un perfil más ajustado a las líneas de corriente con la consiguiente supresión de la contracción del chorro a la entrada. Para valores de H/D > 1,2 se iniciará el régimen con pulsaciones, ya explicado, y quedará indeterminada la función carga-caudal hasta que no se estabilice, en régimen a presión, cuando la relación H/D sea suficientemente alta. Desde el momento en que la tubería fluye llena la sección de control está en la salida, y la relación buscada puede obtenerse por medio del teorema de Bernoulli.

En la figura 9.69,

$$H_T = H + L\,sen\theta - \frac{D}{2} \qquad (30)$$

Análogamente

$$H_T = h_v + h_e + h_f$$

o también

$$H_T = \left(1 + K_e + \frac{19{,}6\,n^2 L}{r^{4/3}}\right)\frac{v^2}{2g} \qquad (31)$$

donde:

K_e es el coeficiente de pérdidas en la entrada

n = número de Manning,

$h_f = (19{,}6\,n^2 L / r^{4/3})(v^2/2g)$

Combinando las ecuaciones (30) y (31), dividiendo por D y eliminando v en función de Q, se tiene

$$\frac{H}{D} + \frac{L}{D}sen\theta - \frac{1}{2} =$$

$$0{,}0827\left(1 + K_e + \frac{19{,}6\,n^2 L}{r^{4/3}}\right)\left(\frac{Q}{D^{5/2}}\right)^2 \qquad (32)$$

UDHCONECTA.COM

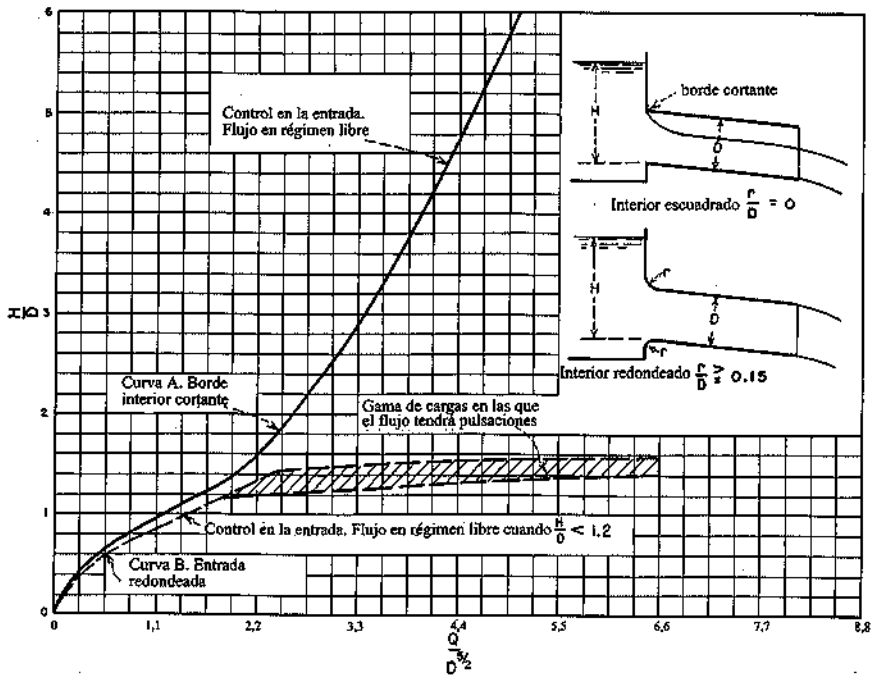


Figura 9-68.-Curvas de carga-caudal para conductos con pendiente fuerte y diversos tipos de entrada. 288-D-2518.

En esta ecuación (32) se supone que el tubo desagua libremente en la salida y que la línea de presiones en el orificio de salida coincide aproximadamente con el centro del tubo. En el caso en que desagüe sobre un canal que soporte el chorro líquido la ecuación (32) se convierte en la siguiente:

$$\frac{H}{D}+\frac{L}{D}sen\theta-1{,}0=$$

$$0{,}0827\left(1+K_e+\frac{19{,}6\,n^2L}{r^{4/3}}\right)\left(\frac{Q}{D^{5/2}}\right)^2 \qquad (33)$$

Las ecuaciones (32) y (33) corresponden al caso en que la tubería fluye llena. Están expresadas en función de H/D y $Q/D^{5/2}$ para que puedan emplearse las figuras 9-67 y 9-68 y determinar si realmente se produce el flujo con tubería llena. En el apartado 10.15 (b) se encuentran los valores de "n" indicados para cada caso. Los valores de K_e han sido determinados por varios investigadores. A continuación se recogen los intervalos de los valores obtenidos, así como sus medias.

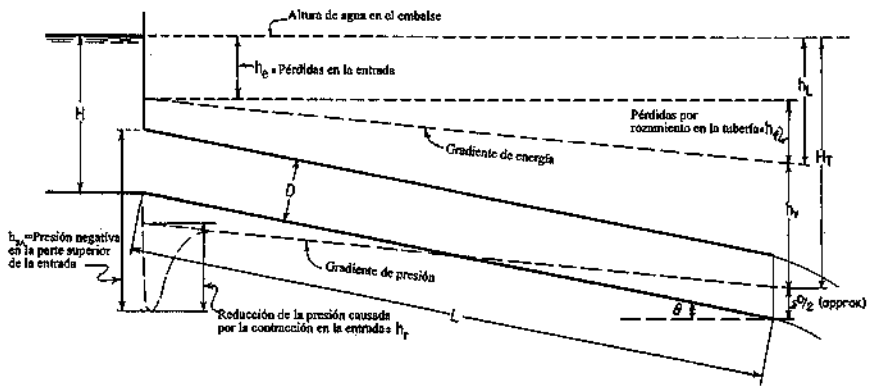


Figura 9-69.-Características hidráulicas de un aliviadero de conducto, en carga. 288-D-2519.

Condiciones de entrada	*Rango K_e*	*Promedio*
Embocadura a escuadra enrasada con el muro vertical	0,43 a 0,70	0,50
Embocadura redondeada enrasada con el muro vertical, $r/D \geq 0{,}15$	0,08 a 0,27	0,10
Embocadura de hormigón enchufada, enrasada con el muro vertical	0,10 a 0,33	0,15
Embocadura de hormigón enchufada, sobresaliendo del muro vertical	---	0,20
Tubería de acero o metal corrugado, sobresaliendo del muro vertical	0,5 a 0,9	0,85

En el apéndice B se incluyen los ábacos publicados por el U. S. Bureau of Publics Roads para determinar el caudal desaguado por tuberías circulares fluyendo llenas y con el control a la entrada. Estos ábacos pueden emplearse en el anteproyecto de los aliviaderos circulares del tipo que se está estudiando. La figura B-7 se refiere a desagües de hormigón con la sección de control en la entrada y los siguientes tipos de embocaduras: (1) embocadura en muro de contención con bordes a escuadra; (2) embocadura acanalada y enrasada con el muro; (3) embocadura acanalada y surgiendo fuera del muro. La figura B-8 se refiere a tuberías corrugadas con la sección de control a la entrada y los siguientes tipos de embocaduras: (1) enrasada con el muro de contención; (2) biselada para acomodarla al talud; (3) tubería saliente. La figura B-9 se refiere a tuberías de hormigón, funcionando a sección llena, con un coeficiente n = 0,012 y coeficiente de pérdidas en la entrada de 0,1, 0,2 y 0,5. La figura B-10 se refiere a conductos de tubo metálico corrugado para funcionamiento a plena sección con n = 0,024 y coeficiente de pérdidas en la entrada de 0,5 y 0,9.

c) *Alcantarillas en cajón con muros de entrada verticales o alabeados.*-En el caso de que en la

UDHCONECTA.COM

embocadura se evite la contracción lateral y del fondo, la corriente a través de un conducto en cajón con pendiente fuerte podrá pasar por las tres fases descritas anteriormente, según sean las condiciones de sumersión y los factores que imponen las condiciones de corriente dentro del conducto. Cuando la embocadura no está sumergida se producirá en ella la sección crítica, en cuyo caso, para una sección rectangular, $d_c = \sqrt[3]{q^2/g}$ o bien $H = 1{,}5\sqrt[3]{q^2/g}$, con lo cual el caudal es en este caso:

$$Q = w\sqrt{g}\left(\frac{H}{1{,}5}\right)^{3/2} \qquad (34)$$

donde w es la anchura del conducto en la entrada.

Cuando la embocadura empieza a estar inundada puede asimilarse el fenómeno al de un desagüe bajo compuerta, siempre que el borde superior de la entrada esté sin redondear. En estas condiciones se producirá una contracción superior del chorro líquido y el caudal podrá calcularse por medio de la ecuación de desagüe por orificio: $Q = CA\sqrt{2gh}$. El coeficiente C dependerá de si, A, se ha definido como el área de la abertura, la del chorro contraído o alguna otra similar. Análogamente, también dependerá de la definición de la altura h, que puede referirse a la parte superior, al centro y al fondo de la embocadura. Generalmente, para orificios sin borde redondeados en muros verticales, se mide el área en el plano de la cara del muro y se denomina "a". Si la altura se mide desde el nivel libre del agua a la solera de la embocadura (llamándola H), el caudal podrá calcularse por medio de la ecuación:

$$Q = C_d a\sqrt{2gH}, \text{ o bien } Q = C_d wD\sqrt{2gH} \qquad (35)$$

donde D es la altura de la embocadura. Los valores de C_d obtenidos experimentalmente [28], se representan en la figura 9-70.

De la misma manera que en el caso de tuberías circulares, la circulación, a sección llena en los conductos en cajón depende de que se suprima la contracción superior del chorro. Este tipo de régimen sitúa la sección de control en la salida y la relación carga-caudal puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q = a\sqrt{2g(H_T - h_L)} \qquad (36)$$

donde "a" es el área de la sección transversal del conducto y H_T y h_L las alturas indicadas en la figura 9-69.

Expresando esta ecuación en función de los coeficientes, K_e, de pérdidas en la entrada y, n, de pérdidas por rozamiento en la fórmula de Manning:

$$Q = a\sqrt{2g}\left[\frac{H + L\,sen\theta - \frac{D}{2}}{1 + K_e + \frac{19{,}6n^2L}{r^{4/3}}}\right]^{1/2} \qquad (37)$$

donde r es el radio hidráulico del conducto lleno. La ecuación anterior supone un desagüe libre en la salida. Si el chorro desemboca en un cauce con algún calado, la ecuación (37) se convierte en

$$Q = a\sqrt{2g}\left[\frac{H + L\,sen\theta - D}{1 + K_e + \frac{19{,}6n^2L}{r^{4/3}}}\right]^{1/2} \qquad (38)$$

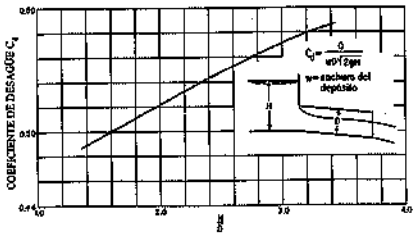


Figura 9-70.-Coeficientes en desagüe para aliviaderos de conducto en cajón con toma de aristas vivas. Según [28]. 288-D-2520.

En el apéndice B se incluyen también los ábacos publicados por el Bureau of Public Roads para obtener el caudal desaguado por conductos en cajón. La figura B-11 se refiere a conductos en cajón con la sección de control en la entrada y para distintas posiciones de los muros en vuelta de la embocadura. Los caudales se basan en los coeficientes de desagüe que da la figura 9-70. La figura B-12 se refiere a conductos de hormigón, que fluyen llenos, con un coeficiente $n = 0{,}013$ y pérdidas en la entrada equivalentes a 0,1; 0,2; 0,5 y 0,7.

d) *Conductos a presión.*-Cuando la pendiente del conducto es mayor que la de rozamiento el gradiente de presiones, correspondiente al flujo en tubería llena, estará por debajo del eje de la tubería conforme se indica en la figura 9-69. La diferencia de altura entre esta línea de presiones y cualquier punto de la tubería, medida verticalmente, será la presión subatmosférica que existe en ese punto. Podrán desarrollarse fenómenos de cavitación cuando la subpresión se aproxime a una atmósfera, en cuyo caso, la presión residual absoluta se aproxima a la tensión del vapor de agua. Para evitar la cavitación a todo lo largo de la superficie de la tubería, la presión absoluta debe limitarse a algún valor mayor que la tensión de vapor. La caída máxima de presión en la tubería se producirá en un anillo inmediato a la embocadura. Puede reducirse todavía más por cualquier contracción producida en la entrada tal como un borde afilado o una abertura obstruida.

De la figura 9-69 se deduce

$$h_v + h_e + h_r = h_{SA} + (H - D) \qquad (39)$$

donde

h_r = reducción de la altura de presión debida a la contracción.

h_{SA} = altura de presión subatmosférica resultante.

La tensión del vapor de agua varía con la temperatura; equivale aproximadamente a 6 centímetros de altura a 0° y a 42 centímetros a 30°. Para estar seguro de que no se produzca cavitación, y al mismo tiempo evitar otras contingencias, la presión residual no deberá ser inferior a 3 metros. Basadas en las presiones atmosféricas máximas probables para diferentes alturas sobre el nivel del mar, en la tabla 9-12 están indicadas las presiones límites subatmosféricas recomendadas.

Tabla 9-12.-Presiones subatmosféricas admisibles para conductos que fluyen llenos

Cota sobre el nivel del mar (metros)	Presiones subatmosféricas admisibles, h_{SA} en metros de agua
0	6,7
610	6,1
1220	5,5
1830	4,9
2440	4,3

La reducción de altura de presión en la embocadura dependerá de la forma geométrica de la misma. En embocaduras de formas aerodinámicas la reducción es muy pequeña, pero en el caso de embocaduras salientes con bordes a escuadra la reducción puede llegar a ser equivalente a la altura cinética; para embocaduras cuadradas y con los bordes sin suavizar la reducción puede llegar a 0,7 h_v. La ecuación (39) escrita en función de los coeficientes de pérdidas (apartado 10.14) será:

$$\frac{v^2}{2g}(K_v + K_e + K_r) = h_{SA} + (H - D) \qquad (40)$$

ó

$$\frac{v^2}{2g} = h_v = \frac{h_{SA} + (H - D)}{K_v + K_e + K_r} \qquad (41)$$

donde K_r es el coeficiente de reducción de presión.

En el caso de una embocadura con los bordes no suavizados donde $K_e = 0{,}5$; $K_r = 0{,}7$; $K_v = 1{,}0$; $H = 1{,}5D$; y h_{SA} (para una instalación a 1.830 metros sobre el nivel del mar) es 4,90 metros, la ecuación (41) se escribe

UDHCONECTA.COM

$$h_v = \frac{4,9+0,5D}{1,o+o,5+0,7} = \frac{4,9+0,5D}{2,2}$$

Suponiendo un conducto de 1,2 metros de diámetro, la altura de velocidad es 2,5 metros y la velocidad en el conducto resultaría de 7 metros por segundo. De la ecuación (31) la caída total desde la superficie del embalse hasta el eje del extremo de salida, en un conducto de 61 metros de largo para D = 1,20 metros y n = 0,014 es:

$$H_T = 2,50\left(1,5+\frac{19,6n^2L}{r^{4/3}}\right)$$

$$H_T = 2,50\left(1,5+\frac{19,6(0,014)^2(61)}{0,6^{4/3}}\right) = 6,6 \text{ m.}$$

e) *Dispositivos antivórtices.*- Aunque los experimentos han demostrado que un conducto con embocadura debidamente redondeada empieza a fluir lleno cuando la relación H/D > 1,2, no se estabiliza hasta que H/D no llega a ser mayor o igual que 1,5. Este hecho se debe al efecto producido por la introducción del aire en el interior del conducto por el vórtice que se forma inmediatamente encima del orificio de entrada. Para reducir el intervalo en que se produce este tipo de flujo con pulsaciones se han empleado dispositivos "antivórtice" por encima de la embocadura. Estos dispositivos no solamente estabilizan la corriente para valores más bajos de H/D, sino que contribuyen a iniciar antes la acción de cebado; consisten generalmente en rejillas, losas flotantes o caperuzas sólidas colocadas de manera que puedan romper el vórtice impidiendo la entrada de aire en el conducto [29]. Con el fin de que la acción de las caperuzas o rejillas sea eficaz, deberán colocarse inmediatamente encima de la entrada con una extensión de dos diámetros, al menos, a cada lado y hacia el frente del orificio.

f) *Disipadores de energía.*-Los aliviaderos de conducto pueden desaguar libremente, o desembocar en un canal abierto, que conduzca el caudal a una estructura final aguas abajo. El caudal evacuado de un conducto en descarga libre puede verter directamente al cauce natural, a un cuenco trapecial análogo (descrito en el apartado 9.24), o a un cuenco de impacto (descrito en el apartado 10.17(b)). Cuando el desagüe del conducto se realice sobre un canal abierto el comportamiento hidráulico del caudal se desarrollará conforme a lo estudiado en el apartado 9.19. Los dispositivos de amortiguación descritos en los apartados 9.18 a 9.24 pueden emplearse para disipar la energía del caudal antes de reincorporarlo al cauce.

g) *Ejemplos de cálculo.*-A continuación se presentan algunos ejemplos para ilustrar el cálculo de los aliviaderos de este tipo.

(1)*Ejemplo 1.*-Determínense las dimensiones de un aliviadero de conducto para desaguar 2,8 metros cúbicos por segundo cuando la cota del embalse es 33,53. La cota de solera de la embocadura del aliviadero es 30,48. El conducto debe trabajar parcialmente lleno para cualquier altura. Si se elige un conducto circular los cálculos son los siguientes:

La figura 9-68 da la relación entre la carga-caudal y el diámetro de la embocadura cuando ésta se sitúa rasante con el muro de contención vertical. Se utiliza la curva A porque el conducto debe actuar parcialmente lleno. Se toma arbitrariamente una dimensión para el conducto; dimensión que se variará para conseguir que se cumplan todos los requerimientos del problema.

Supongamos un conducto de 1,07 metros de diámetro. En este caso, $D^{5/2} = 1,18$ y $Q/D^{5/2}=2,37$. De la curva *A*, H/D =1,75 y H = 1,9 m, que se aproxima a los 3 metros necesarios.

Si se elige un conducto en cajón el procedimiento de cálculo es el siguiente:

$$Q = C_d w D\sqrt{2gH} \qquad \text{(eq. (35))}$$

$$wD = \frac{Q}{C_d\sqrt{2gH}}$$

Suponiendo un cajón de 0,76. metros de altura, H/D=4,0 y C_d de la figura 9-70 es aproximadamente 0,6. Por lo tanto,

$$0,76\,w = \frac{2,8}{0,6\sqrt{2(9,8)(3)}} = 0,60$$

y w = 0,80

(2) *Ejemplo 2.*-Hallar el caudal, para los conductos del ejemplo anterior, suponiendo que se dimensiona la embocadura de tal manera que se permita el funcionamiento a plena sección. La longitud del conducto es de 61 metros y la cota del punto más bajo de la sección de salida es 24,38. El conducto desagua libremente. El procedimiento de cálculo es el siguiente:

La ecuación (32) puede escribirse

$$\left(\frac{Q}{D^{5/2}}\right)^2 = \frac{1}{0,0827}\left[\frac{\frac{H}{D}+\frac{L}{D}sen\theta-\frac{1}{2}}{1+K_e+\frac{19,6n^2L}{r^{4/3}}}\right]$$

Para un conducto circular de 0,91 metros con K_e= 0,10 y n = 0,014 resulta

$$\left(\frac{Q}{0,80}\right)^2 = \frac{1}{0,0827}\left[\frac{\frac{3,0}{0,91}+\frac{61}{0,91}(0,1)-\frac{1}{2}}{1+0,1+\frac{19,6(0,014)^2(61)}{0,23^{4/3}}}\right] = 41,6$$

o sea Q =5,2 metros cúbicos por segundo.

Este caudal proporciona una velocidad de 7,8 metros por segundo en el conducto.

La ecuación (40) puede escribirse

$$h_{SA} = \frac{v^2}{2g}(K_v+K_e+K_r)-(H-D)$$

La presión subatmosférica en el conducto, basada sobre un coeficiente de reducción de presión K_r de 0,1 y un valor de K_e de 0,1 para una entrada redondeada, es igual a

$$\frac{7,8^2}{2(9,8)}(1,0+0,1+0,1)-(3-0,91) = 1,62$$

Esta presión es menor que la admisible según la tabla 9-12 y, por consiguiente, el proyecto es satisfactorio.

Para el conducto en cajón, de la ecuación (37), suponiendo K_e = 0,1 y n = 0,014, resulta

$$Q = (0,76)(0,80)(4,43)\left[\frac{3,0+61(0,1)-0,38}{1+0,1+\frac{19,6(0,014)^2(61)}{0,20^{4/3}}}\right]$$

= 4,6 m^3/s.

G. DETALLES DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

9.28. Generalidades.

Una vez elegido el tipo de aliviadero y sus elementos, y después de terminado el cálculo hidráulico, deberá proyectarse la estructura con sus detalles específicos.

Generalmente los materiales que componen el terreno, sobre el que deberá cimentarse el aliviadero, no son adecuados para resistir la acción destructiva de las corrientes de alta velocidad; por consiguiente deberá revestirse toda la longitud del aliviadero con materiales no erosionables. El revestimiento sirve para impedir la erosión, reducir las pérdidas por rozamiento al proporcionar superficies suaves a lo largo de todo el canal (lo cual permite reducir las secciones) y asegurar una conducción estanca de las corrientes que deben atravesar la presa. El menor coste y la durabilidad son las dos razones que suelen convertir al hormigón en el material más indicado para los revestimientos.

El aliviadero puede construirse sobre cualquier cimiento capaz de resistir sin deformación las cargas aplicadas. Aunque no es recomendable, puede colocarse el aliviadero sobre una presa de tierra, o a través de ella, con tal de que se adopten las máximas precauciones al

UDHCONECTA.COM

seleccionar los dispositivos necesarios para ajustar los asientos e impedir que el agua pueda filtrarse. El tipo de los muros, revestimientos y estructuras asociadas dependerán de la naturaleza de la cimentación. Por ejemplo, los detalles de un aliviadero cimentado en roca diferirán completamente de uno construido sobre arcilla. Los detalles estructurales diferirán con la capacidad de resistencia de la cimentación, asientos y desplazamientos, así como con las características de permeabilidad y filtración. Aunque los muros de hormigón, revestimientos y estructuras asociadas puedan soportar normalmente los esfuerzos hidrostáticos y empujes de tierra deberán resistir también los movimientos debidos a cambios de temperatura, asentamientos diferenciales y empujes debidos a la acción de las heladas. Deben adoptarse precauciones para evitar las filtraciones desde el canal o a través de la cimentación, que producirían la saturación de los materiales sobre los que apoya la estructura y grandes subpresiones en la base de las estructuras.

En los apartados siguientes se analiza el proyecto estructural de los canales abiertos para aliviaderos, incluyendo las coronaciones, muros, revestimientos y detalles auxiliares. El cálculo de los conductos y túneles del aliviadero es análogo al cálculo de las estructuras de los desagües de fondo que se realiza en el capítulo 10.

9.29. Estructuras de coronación.

Las estructuras de control de los aliviaderos y los rebosaderos contra los que actúan las sobrecargas del embalse son, esencialmente, presas-vertedero; los estribos del aliviadero y los diques laterales son análogos a presas de hormigón no vertedero o a terraplenes de las presas de tierra. El proyecto de las presas de tierra se ha descrito en el capítulo 6 y el de las presas de hormigón, que pueden o no rebosar, se ha estudiado en el capítulo 8.

La naturaleza o tipo de los cajeros dependerá de los materiales sobre los que deben cimentarse y de las cargas que han de soportar. En canales de aliviaderos excavados en roca o material firme y cuando sea posible emplear cajeros en talud bastará un revestimiento aplicado directamente sobre las laderas excavadas. En otro caso, se necesitarán muros de contención de gravedad, en ménsula o de contrafuertes. Muchas veces se utiliza una sección monolítica en la que los muros y solera son continuos.

El cálculo de los muros de contención de gravedad o de hormigón armado es análogo al de una presa de gravedad, por lo que debe ser determinada la estabilidad al deslizamiento y al vuelco, y la distribución de la reacción de la cimentación producida por el peso y las cargas aplicadas. En el capítulo 8 se estudian los métodos de análisis de la estabilidad de las estructuras de gravedad incluyendo los factores de deslizamiento admisibles y la determinación de las reacciones de cimentación. En el apéndice C se indican los valores de las tensiones admisibles.

Se asume que las cargas de tierra se basan en considerar suelos sin cohesión que producen presiones hidrostáticas. La figura C-1 del apéndice C da el criterio para calcular los empujes de tierra sobre muros verticales o inclinados usando la teoría de Coloumb de presión activa de la tierra. Criterios de diseño adicionales para muros de contención de hormigón se recogen en "Design Criteria for Concrete Retaining Walls" [29]. Las zapatas deben protegerse contra la acción de las heladas y las paredes deberán articularse para asegurar su ajuste en el caso de asentamientos desiguales. Para evitar asientos diferenciales, en cimentaciones sobre terrenos blandos o sueltos, las dimensiones de las zapatas deberán proyectarse de manera que las cargas transmitidas sean mínimas y lo más uniforme posible.

Los muros del canal de entrada y de caída, deben ser comprobados con varias hipótesis de carga. Cuando el aliviadero está funcionando, la carga hidrostática en la cara exterior del muro tiende a reducir el empuje del relleno de

tierra. Sin embargo, si el relleno ha entumecido despegándose del muro, éste podrá ser sometido a la carga de agua total antes de que su movimiento le permita apoyarse en el relleno entumecido. Este caso puede darse con más facilidad cuando el muro se apoya en el terreno. Por otra parte, cuando el nivel del embalse esté por debajo de la coronación del aliviadero, al no haber circulación de agua por la estructura, los cajeros de los canales deberán soportar íntegro el empuje de tierra, sin colaboración por parte de las cargas hidráulicas. En el cálculo de los muros deberán tenerse en cuenta todas estas hipótesis de carga. En el caso en que se suponga que el relleno no colabora con las paredes para resistir la presión del agua podrá admitirse un aumento de las tensiones admisibles.

Cuando el relleno colocado detrás de los muros de un cuenco amortiguador sea permeable, o cuando este relleno esté expuesto a ser alcanzado por el agua del río, el empuje hidrostático resultante deberá ser añadido al empuje de las tierras. Para caudales mayores el nivel en el cuenco disminuirá por el resalto hidráulico y se obtendrán cargas hidrostáticas no compensadas que tenderán a volcar las paredes. Las hipótesis de carga del cálculo deberán de tener en cuenta esta posibilidad de cargas no compensadas, así como el incremento de la subpresión cuando se estudie el deslizamiento y el vuelco.

9.30. Revestimiento de canales abiertos.

La solera del canal se pavimenta principalmente para proporcionar una superficie razonablemente resistente que proteja de la erosión o de posibles daños al cimiento. Durante el vertido, la solera puede tener que soportar fuerzas hidrostáticas debidas al peso del agua, fuerzas tangenciales debidas al rozamiento, fuerzas dinámicas debidas a choques de corrientes y fuerzas ascensionales debidas a la reducción de presión o empujes producidos por filtraciones en las juntas y grietas. Cuando no hay vertido, la solera está sometida a la acción de los elementos, incluyendo las dilataciones y contracciones debidas a las diferencias de temperatura, heladas y deshielo, deterioros químicos y climatológicos, asentamientos y levantamientos del terreno y a las subpresiones producidas por las filtraciones o altos niveles de la capa freática. Puesto que no siempre es posible calcular las distintas fuerzas posibles, ni construir un revestimiento tan fuerte que las aguante todas, el espesor del revestimiento se establece sobre bases más o menos arbitrarias y para estabilizar la solera se emplean anclajes, drenes, juntas, etc.

Cuando el canal del aliviadero se excava en roca la solera se puede colocar directamente sobre ella y se ancla al terreno mediante barras metidas en taladros hechos en la roca y después inyectados. La losa anclada al cimiento no podrá moverse y a causa de la contracción y dilatación quedará dividida en pequeños trozos individuales por grietas. Conviene en estos casos colocar armaduras para reducir a un mínimo las grietas, distribuirlas uniformemente y para unir dichos trozos individuales. La figura 9-71 presenta detalles típicos de losas articuladas en roca. Los anclajes aumentan el peso efectivo de la losa en el peso de aquellas partes de la cimentación a la que están unidos. La profundidad y separación de los anclajes depende de la naturaleza del lecho rocoso, de su estratificación, compacidad, meteorización, etc. El anclaje deberá ser de suficiente tamaño para sostener el bloque de cimiento al que está sujeto sin que se exceda la tensión admisible en el acero. Para prevenir los sifonamientos y subpresiones debajo del pavimento se coloca un enrejado de drenes con las juntas abiertas y rodeados de un lecho de grava. Cuando deba reducirse al mínimo la filtración a través de las juntas se pueden emplear juntas de estanqueidad metálicas o de cloruro de polivinilo.

Soleras y muros monolíticos para estructuras estrechas sirven para el mismo propósito y están sujetos a las mismas cargas que las estructuras articuladas indicadas en este

UDHCONECTA.COM

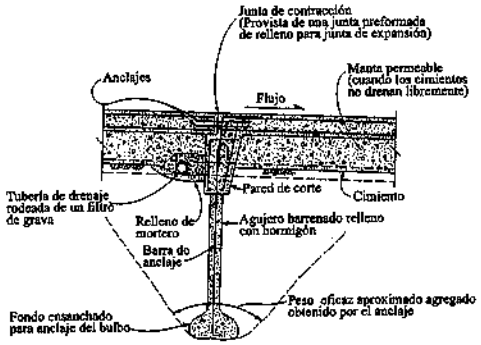
apartado. Sin embargo, los detalles de diseño y los procedimientos pueden variar según el tipo de estructura. El espesor de una solera monolítica se determina generalmente por el empuje de la tierra, empuje del agua, subpresión y análisis de la elasticidad del terreno. Hay que colocar juntas transversales cada 7,5 a 15 metros de distancia. En esas juntas se suelen situar rastrillos y drenes transversales (figura 9-71).

Cuando el canal del aliviadero está excavado en tierra, la losa de pavimento puede colocarse directamente sobre la excavación, o bien se necesitará una capa intermedia de material permeable; la adopción de esta capa intermedia es función de la permeabilidad del terreno, susceptibilidad a las heladas y heterogeneidad que puede producir asientos diferenciales. No estando la losa anclada al cimiento se verá sujeta a dilataciones y contracciones y se deberá cuidar que no puede descolgarse cuando la ladera esté inclinada. El frenado de la losa se realiza todavía mejor por medio de pantallas (sección 9.31(a)), que pueden estar situadas de una manera más o menos regular con respecto a la losa o a la cimentación, o uniendo la losa a los muros, pilas o cualquier otro elemento análogamente rígido de la estructura del aliviadero. Puesto que la losa tiene una relativa libertad de movimientos sobre el cimiento, este movimiento empezará en bordes fijos que deberán ser reforzados lo necesario para que puedan deslizar sin romperse el hormigón. Algunas veces se emplean anclajes en forma de bulbo como se muestra en la figura 9-71 para unir más la losa al cimiento; con este dispositivo el anclaje se realiza entre la losa y un cono de tierra cuyo volumen depende de la profundidad del anclaje, de la separación y del ángulo de rozamiento interno del suelo.

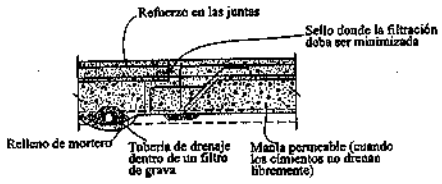
Muchas veces se coloca una subbase de grava entre la losa y el cimiento, sobre todo cuando este cimiento es suficientemente impermeable para evitar filtraciones procedentes del drenaje y también cuando existe peligro de que ascienda la humedad a la cara inferior de la losa por capilaridad. Estas capas de grava no sirven únicamente como drenaje, sino que también sirven para aislar el cimiento de las heladas; su espesor depende del clima local y de la susceptibilidad a las heladas de la cimentación. Se emplean entramados de drenes con las juntas abiertas asentados con mortero en lecho de grava para evitar que el suelo del cimiento penetre en el interior de los tubos. La red de tubos de drenaje vierte en uno o más drenes principales, que conducen el caudal de filtraciones a determinados desagües a través de la solera o de los cajeros.

En cimentaciones sobre terrenos estratificados las aguas subterráneas o las filtraciones pueden causar levantamiento de las capas bajo el revestimiento de la solera, por lo que a veces se excavan en el cimiento pozos de drenaje, que luego se rellenan con grava, para disminuir la subpresión.

Cuando se necesita una estanqueidad grande en la solera contra las cargas de agua exteriores, es necesario disponer juntas de estanqueidad de goma o metálicas. Tales juntas se colocan también en las losas, aguas arriba de la estructura de control, cuando se desea aumentar la longitud de las líneas de filtración bajo la estructura. Además suelen colocarse juntas transversales de este tipo en las curvas cóncavas de aguas abajo donde las presiones dinámicas sobre la solera aumentan la carga de agua y, por lo tanto, se facilita la penetración por la junta. Cuando el cimiento del cuenco es permeable es conveniente disponer estas juntas en sentido longitudinal. Como consecuencia del resalto puede producirse una corriente bajo la losa, que circule de aguas abajo hacia aguas arriba. En efecto, si se permite entrar el agua por las juntas de aguas abajo, donde existe más carga, saldrá por las de aguas arriba, en que existe menos, ya que es allí donde se produce el principio del resalto.

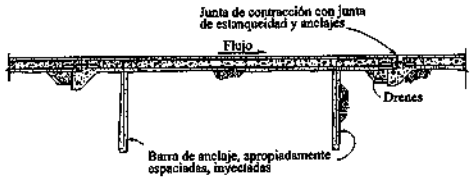


JUNTAS TRANSVERSALES EN EL REVESTIMIENTO

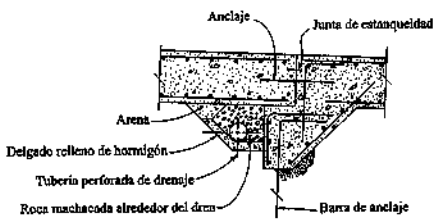


JUNTAS LONGITUDINALES EN EL REVESTIMIENTO

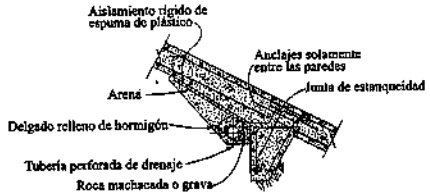
REVESTIMIENTO EN UN CIMIENTO DE TIERRA



REVESTIMIENTO EN ESTRUCTURA ESTABLE



JUNTA TRANSVERSAL, CORTE Y DETALLE DE DREN PARA REVESTIMIENTODE SUELO



JUNTA, CORTE Y DETALLE DE DREN PARA SUELO MONOLÍTICO CON PARED

Figura 9-71.-Revestimiento de la solera de aliviaderos en canal. 103-D-1877.

UDHCONECTA.COM

Tanto en la solera como en los cajeros se colocan juntas de contracción a distancias comprendidas entre 7,5 y 15 metros. También deben colocarse en los cambios de pendiente de la solera y donde sea necesario evitar ángulos cóncavos que se romperían agrietándose el pavimento. El uso de rellenos en las juntas de contracción se debe reducir al mínimo porque cuando se deteriora las deja abiertas. Colocando las juntas con la separación indicada los movimientos de contracción o dilatación no serán grandes y el relleno se hace innecesario. Las losas de la solera pueden construirse en paneles alternados; la retracción inicial de fraguado del hormigón puede proporcionar aberturas de juntas suficientes para la subsiguiente expansión. Las juntas de llave en soleras y paredes delgadas, que pueden estar sujetas a movimientos diferenciales, no son aconsejables porque las diferentes deformaciones a lo largo de las juntas producirán tensiones muy altas sobre las llaves astillándose las losas. Son, pues, preferibles las juntas previstas de pasadores deslizantes.

Normalmente, la solera del cuenco amortiguador debe resistir a las fuerzas de la subpresión, la presión hidrostática y la cinética del agua las cuales dependen del calado del resalto hidráulico. Para soleras articuladas, la subpresión debe de resistirse con el peso de la solera, el agua que hay en el cuenco y las barras de anclaje. Soleras unidas monolíticamente a los muros sufren las fuerzas de subpresión, fuerzas de agua internas, empuje del terreno y la fuerza del agua a través de los muros. Normalmente se analiza las cargas y el comportamiento del terreno a lo largo de una sección transversal. La estabilidad frente a la flotación se calcula asumiendo que hay agua hasta la salida al canal y no hay agua dentro del cuenco.

9.31. Detalles varios.

(a) *Rastrillos.* En el extremo de aguas arriba del aliviadero deberán situarse uno o más rastrillos con distintos propósitos; para formar una cortina de protección contra las filtraciones bajo la estructura, o con el fin de aumentar la longitud de las líneas de corriente, reduciéndose así la subpresión. Pueden también emplearse para cortar los estratos permeables en el cimiento y reducir la filtración impidiendo la subpresión bajo el aliviadero y zonas adyacentes. Cuando la zanja de impermeabilización de la presa se extienda hasta el aliviadero se une generalmente al rastrillo de aguas arriba para conseguir una barrera continua a través del área del estribo. En rocas agrietadas el rastrillo actúa como un encepado para la cortina de inyecciones que a menudo se extiende a través de la cimentación del aliviadero.

Generalmente se coloca un rastrillo en el extremo aguas abajo del aliviadero con objeto de resguardarle de la erosión y socavación. Los rastrillos en puntos intermedios del aliviadero se colocan a veces como barreras contra el agua que fluye entre la estructura y el cimiento y para alargar la longitud de las líneas de corriente de las filtraciones bajo la estructura. Cuando el aliviadero es un conducto bajo la presa, los rastrillos toman la forma de anillos colocados a intervalos alrededor de las paredes del conducto. Siempre que sea posible los rastrillos situados en cimentaciones en roca se colocan en zanjas verticales excavadas en ella. En cimentaciones en tierra, donde los rastrillos están situados en zanjas con lados en talud, debe tenerse mucho cuidado en rellenar y completar bien las zanjas con material impermeable para obtener una barrera de contención suficientemente estanca.

(b) *Relleno.*-Cuando el aliviadero está colocado junto a la presa de tal manera que la zona impermeable del terraplén alcanza las paredes del aliviadero, el relleno de los muros del aliviadero es realmente dicha zona impermeable y debe de ser compactado de una manera análoga a como lo está en la presa. En cualquier otra situación los muros deben estar rellenos en su trasdós con materiales granulares, donde el drenaje se produce fácilmente, para reducir las presiones hidrostáticas contra las paredes. Estos materiales pueden estar o no compactados. La elección del material de relleno y su compactación influye en el cálculo estático de los muros.

(c) *Escollera.*-Cuando el canal de aproximación del aliviadero esté excavado en materiales que serían erosionables por las velocidades de aproximación suele colocarse una zona de escollera inmediatamente aguas arriba de la entrada revestida para impedir la erosión en la solera y cajeros del canal. La escollera es, generalmente, continuación de la de aguas arriba de la presa, está constituida por bloques de los mismos tamaños y granulometría y tiene el mismo espesor. También puede colocarse escollera en el canal de desagüe, adyacente al rastrillo de aguas abajo, para evitar la excesiva erosión y socavación en el extremo final de la estructura. Para resistir a la erosión que producen las altas velocidades de salida, la escollera deberá ser del mayor tamaño posible y debe de estar colocada sobre un material bien dosificado. Los huecos deberán rellenarse con gruesos para evitar que el agua arrastre el material subyacente, ya que esto produciría asentamientos e incluso el desplazamiento de la escollera.

H. BIBLIOGRAFÍA

9.32. Bibliografía.

[1] Pugh, C. A., Hydraulic Model Studies of a Fuse Plug Spillway, Bureau of Reclamation, Hydraulics Laboratory Report, REC-ERC-85-7, 1985.

[2] Mason, Peter J., "Free Jet Scour Below Dams and Flip Buckets," ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, vol. III, No. 2, February 1985.

[3] Johnson, P. L., Hydraulic Model Studies of Plunge Basins for Jet Flow, Bureau of Reclamation, Hydraulics Laboratory Report, REC-ERC-74-9, June 1974.

[4] Donnelly, C. A., and F. W. Blaisdell, "Straight Drop Spillway Stilling Basin," University of Minnesota, Saint Anthony Falls Hydraulics Laboratory, Technical Paper No. 15, Series B, November 1954.

[5] Hinchliff, David L., and Kathleen L. Houston, "Hydraulic Design and Application of Labyrinth Spillways," Proceedings of the Fourth Annual USCOLD Lecture, January 24, 1984.

[6] Houston, Kathleen L., Hydraulic Model Studies of Hyrum Dam Auxiliary Labyrinth Spillway, Bureau of Reclamation Report GR-82-13, May 1983.

[7] Houston, Kathleen L., Hydraulic Model Studies of Ute Dam Labyrinth Spillway, Bureau of Reclamation Report GR-82-07, August 1982.

[8] Pugh, C. A., "Hydraulic Model Studies of Aeration Devices for Blue Mesa and Glen Canyon Tunnel Spillways," Bureau of Reclamation Hydraulics Laboratory Report, 1987.

[9] Houston, Kathleen L., "Hydraulic Model Studies of Hoover Dam Arizona Tunnel Spillway - Aerator Design," Bureau of Reclamation Hydraulics Laboratory Report, 1987.

[10] Borden, R. C., D. Colgate, J. Legas, and C. E. Selander, Documentation of Operation, Damage, Repair, and Testing of Yellowtail Dam Spillway, Bureau of Reclamation Report No. REC-ERC-71-23, 1971.

[11] Pinto, N. L. de S., and S. H. Neidert, "Model Prototype Conformity in Aerated Spillway Flow," International Conference on the Hydraulic Modeling of Civil Engineering Structures, BHRA Fluid Engineerings, Coventry, England, September 1982.

[12] Peterka, A. J., "Spillway Tests Confirm Model-Prototype Conformance," Bureau of Reclamation, Research Report No. 16, 1954.

[13] Peterka, A. J., "Morning Glory Shaft Spillways," ASCE, Transactions, vol. 121, 1956.

[14] Bradley, J. N., "Morning Glory Shaft Spillway: Prototype Behavior," ASCE, Transactions, vol. 121, 1956.

[15] Peterka, A. J., "Hydraulic Design of Spillways and Energy Dissipators," Bureau of Reclamation, 1984.

[16] Rhone, T. J., "Baffled Apron as a Spillway Energy Dissipator," ASCE, Journal of the Hydraulics Division, vol. 103, No. HY12, December 1977.

[17] George, R. L., T or C Baffled Apron Spillway, Bureau of Reclamation, Hydraulics Laboratory Report, GR-79-02, April 1979.

UDHCONECTA.COM

[18] "Studies of Crests of Overfall Dams," Bureau of Reclamation, Bulletin 3, part VI, Hydraulic Investigations, Boulder Canyon Project, Final Reports, 1948.

[19] Bradley, J. N., "Discharge Coefficients for Irregular Overfall Spillways," Bureau of Reclamation, Engineering Monograph No. 9, March 1952.

[20] "Hydraulic Design Criteria," U. S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, issued serially since 1952.

[21] Hinds, Julian, "Side Channel Spillways," ASCE, Transactions, vol. 89, p. 881, 1926.

[22] Zeigler, E. R., Hydraulic Model Studies for Palmetto Bend Spillway, Bureau of Reclamation, Hydraulics Laboratory Report, GR-78-8, November 1978.

[23] George, R. L., Low Froude Number Stilling Basin Design, Bureau of Reclamation, Hydraulics Laboratory Report, REC-ERC-78-8, August 1978.

[24] Wagner, W. E., "Morning Glory Shaft Spillways: Determination of Pressure Controlled Profiles," ASCE, Transactions, vol. 121, 1956.

[25] Straub, L. G., A. G. Anderson, and C. E. Bowers, "Importance of Inlet Design on Culvert Capacity, Culvert Hydraulics," Highway Research Board of the National Academy of Sciences, National Research Council, Publication 287, Research Report No. 15-B, p. 53, 1953.

[26] Karr, M. H., and L. A. Clayton, "Model Studies of Inlet Designs for Pipe Culverts on Steep Grades," Engineering Experiment Station, Oregon State College, Bulletin No. 35, June 1954.

[27] Schiller, R. E., Jr., "Tests on Circular Pipe Culvert Inlets," Culvert Flow Characteristics, Highway Research Board of the National Academy of Sciences, National Research Council, Publication 413, Bulletin No. 126, p. 11, 1956.

[28] Schoemaker, R. H., Jr., and L. A. Clayton, "Model Studies of Tapered Inlets for Box Culverts," Culvert Hydaulics, Highway Research Board of the National Academy of Sciences, National Research Council, Publication 287, Research Report No. 15-B, p. 1.

[29] Aisenbrey, Jr., A. J., R. B. Campbell, R. W. Kramer, J. Legas, and L. M. Stimson, "Design Criteria for Concrete Retaining Walls-Report of Task Committee on Design Criteria for Retaining Walls," Bureau of Reclamation, Engineering and Research Center, Denver, CO, August 1971.

[30] Blaisdell, F. W., and C. A. Donnelly, "Hydraulics of Closed Conduit Spillways-Part X-The Hood Inlet," Univ. of Minnisota, Saint Anthony Falls Hydraulics Laboratory, Technical Paper No. 20, series B, April 1958.

Beichley, G. L., "Hydraulic Design of Stilling Basin for Pipe or Channel Outlets," Bureau of Reclamation Research Report No. 24, 1976.

Capítulo 10. Desagües

A. GENERAL

10.1. Función.

Un desagüe regula o evacua el agua almacenada en un embalse. Permite descargar el agua que llega al embalse con un cierto retraso, como lo hace en una presa de retención, o desviar este caudal hacia un canal o conducción, cuando la presa es de derivación; evacuar el agua almacenada según las necesidades de aguas abajo; vaciar el embalse; o atender varias necesidades al mismo tiempo.

Los desagües pueden clasificarse de acuerdo con su finalidad, sus características físicas y estructurales o su comportamiento hidráulico. Un desagüe que vierta directamente al río se puede llamar desagüe de río; uno que descarga en un canal se denomina desagüe de canal y el que conduce El agua a través de conductos en carga, se puede denominar desagüe de conducción forzada. Los desagües pueden consistir en un canal a cielo abierto o en una conducción forzada, ya sea en zanja enterrada o en túnel. los desagües se pueden también clasificar por su comportamiento hidráulico, según estén provistos de compuertas o no, y en caso de conducción forzada, según que lo sean en toda o en parte de su longitud o que consistan exclusivamente en una conducción con superficie libre. Las figuras 10-1 a 10-7 muestran instalaciones típicas de desagües.

Ocasionalmente, el desagüe puede estar colocado a un nivel más alto para llevar el agua a un canal, junto con un conducto de derivación hasta el río, para suministrar el caudal necesario aguas abajo de la presa. Tales caudales de derivación pueden ser necesarios para servir a concesiones previas que existan aguas abajo, para mantener un cierto caudal a efectos de evitar la contaminación de la corriente, para preservar la vida acuática, o con otros propósitos. En presas construidas para formar embalses de recreo, pesca y conservación de la fauna, hay que mantener un nivel constante. Para tales presas se pueden necesitar desagües solamente para evacuar el caudal mínimo necesario para mantener una corriente de agua abajo de la presa.

En algunos casos, los desagües de una presa se utilizan en lugar del aliviadero de servicio, combinándolo con un aliviadero auxiliar o secundario, para lo cual se puede modificar la instalación usual del desagüe e incluir un bypass de derivación de desagüe, de modo que la estructura pueda servir tanto de desagüe como de aliviadero. Estas estructuras están representadas en las figuras 6-84 y 10-7(B), de la presa Wasco y el dique del lago Lion, respectivamente. En estas instalaciones, los vertederos de superficie del pozo de control derivan automáticamente el exceso de caudal entrante cuando el embalse sube por encima de su nivel normal. Un desagüe también puede actuar como regulador de avenidas evacuando el agua almacenada temporalmente en el volumen destinado a laminación o bien desaguando el volumen necesario con anticipación a la llegada de la avenida. Además, los desagües pueden servir para vaciar el embalse y permitir inspecciones, o hacer reparaciones necesarias y realizar la conservación del paramento de aguas arriba de la presa u otras partes normalmente sumergidas. Los desagües también pueden utilizarse para reducir el volumen de embalse cuando se desea controlar o destruir especies perjudiciales de peces o se desea otro tipo de vida acuática en el embalse.

UDHCONECTA.COM

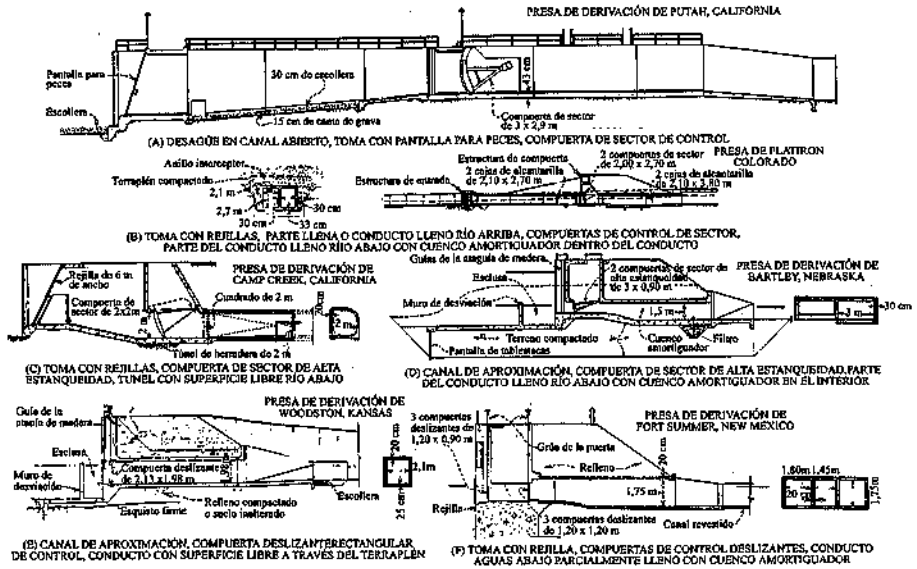


Figura 10-1.- Típicas instalaciones de desagües de poca carga. 288-D-2523

10.2. Determinación de la capacidad necesaria.

Los desagües están diseñados para dar paso al agua con leyes específicas. Estas leyes están impuestas por las necesidades de aguas abajo, por la regulación de avenidas, por consideraciones de almacenamiento, por las necesidades de generación de energía (cuando los desagües se utilizan como tubería forzada de una minicentral) y por disposiciones legales. El caudal de agua para riego viene determinado en el proyecto o por las necesidades agrícolas y está relacionado con el consumo y las necesidades particulares de agua del sistema de riego. El caudal para uso doméstico se puede determinar del mismo modo. Generalmente es necesario también desaguar caudales para satisfacer las concesiones previas. Los caudales mínimos necesarios aguas abajo para evitar la contaminación, conservación de las especies piscícolas y otras necesidades similares, se pueden a menudo satisfacer con los caudales necesarios para otros usos. Frecuentemente se utiliza una tubería pequeña de bypass para proveer estas mínimas descargas. Esta tubería se inicia en la cámara de compuertas o aguas abajo de la estructura de control, dependiendo del tipo de desagüe.

Las capacidades de los desagües para riego se determinan de los estudios de explotación del embalse. Estas deben estar basadas en la consideración de un período crítico de poca escorrentía, cuando el volumen almacenado sea pequeño y la demanda diaria para riego máxima. El máximo caudal que se desagua, teniendo en cuenta estas demandas (proporcionadas con el volumen restante embalsado) junto con los derechos de agua previos u otras necesidades, determina la capacidad mínima del desagüe para riego.

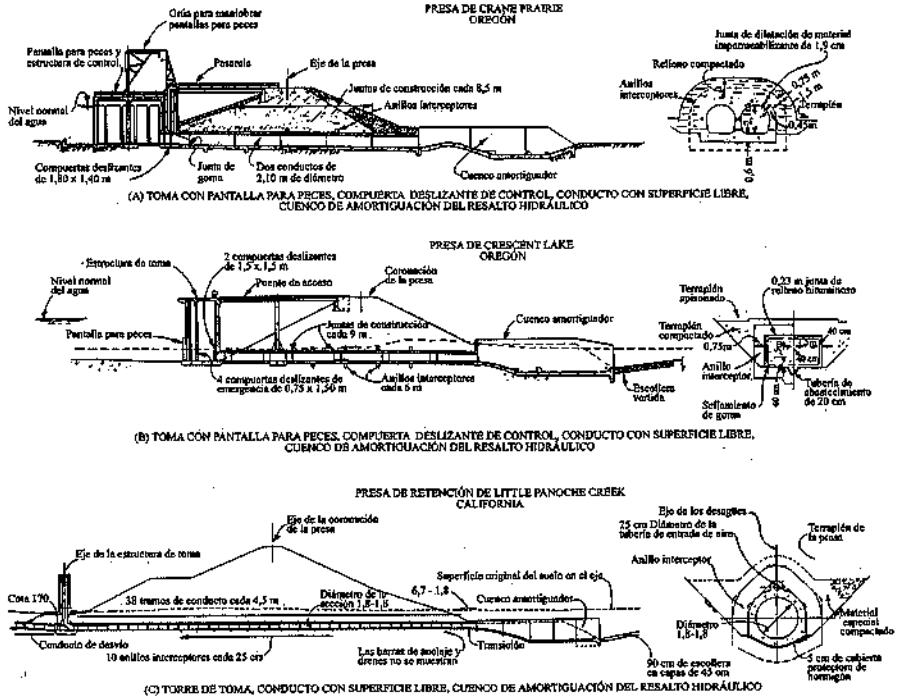


Figura 10-2.- Típicas instalaciones de desagües en lámina libre. 103-D-1937

Esta capacidad se determina estableciendo el caudal desaguado para un volumen embalsado o para un determinado nivel de la superficie del agua. En algunas ocasiones, la capacidad necesaria del desagüe se determina para varios volúmenes embalsados o alturas de agua. Por ejemplo, las necesidades de desagüe se pueden fijar en 0,57 m^3/s (20 ft^3/s), para un volumen de embalse de 617.000 m^3 (500 acres-pie) y en 2,8 m^3/s (100 ft^3/s) para un volumen embalsado de 3.700.000 m^3 (3000 ft^3/s).

La evacuación del agua almacenada en la parte del embalse destinada al control de avenidas se puede lograr a través de un aliviadero de compuerta, situado en la cota más alta de embalse, o por medio de un desagüe a nivel inferior. Los caudales de control de avenidas se pueden generalmente combinar con caudales para riegos si el desagüe es al río en lugar de a un canal. La capacidad del desagüe para control de avenidas puede ser determinada por el tiempo necesario para evacuar un volumen dado, teniendo en cuenta la cantidad de agua que llega al embalse durante este vaciado. Sumando el agua evacuada procedente del control de avenidas, junto con la destinada para riegos, no debe ordinariamente sobrepasar la capacidad del cauce del río aguas abajo de la presa y debe admitir todos los caudales de entrada previstos inmediatamente aguas abajo de ésta.

UDHCONECTA.COM

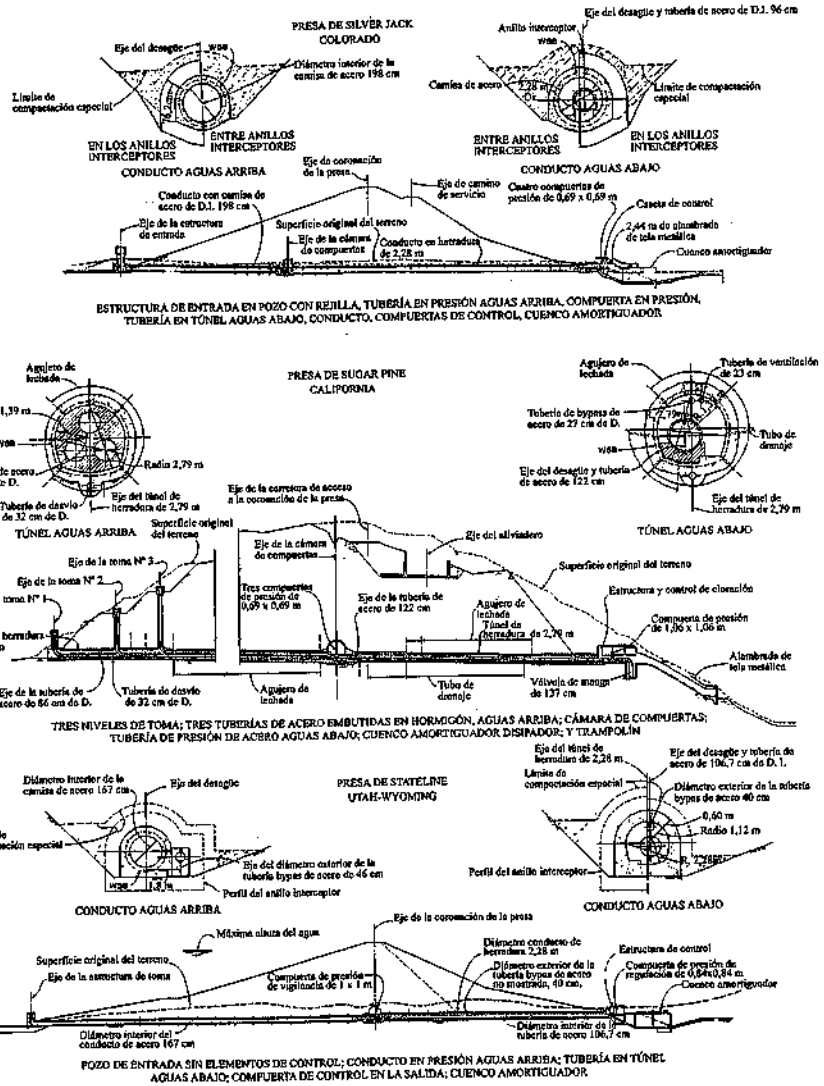


Figura 10-3.- Típicas instalaciones de desagües con conductos en presión y túneles. 103-D-1835.

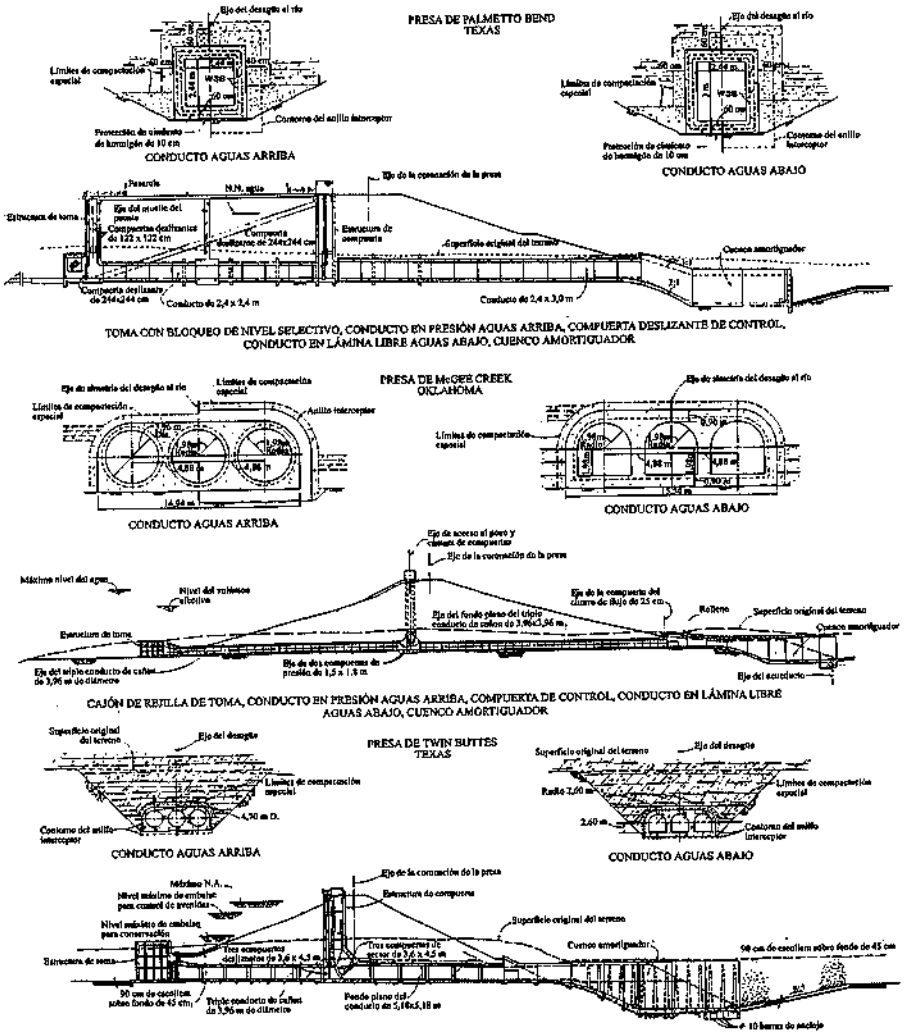


Figura 10-4.- Típicas instalaciones de desagües combinando conductos en presión y lámina libre. 103-D-1833.

UDHCONECTA.COM

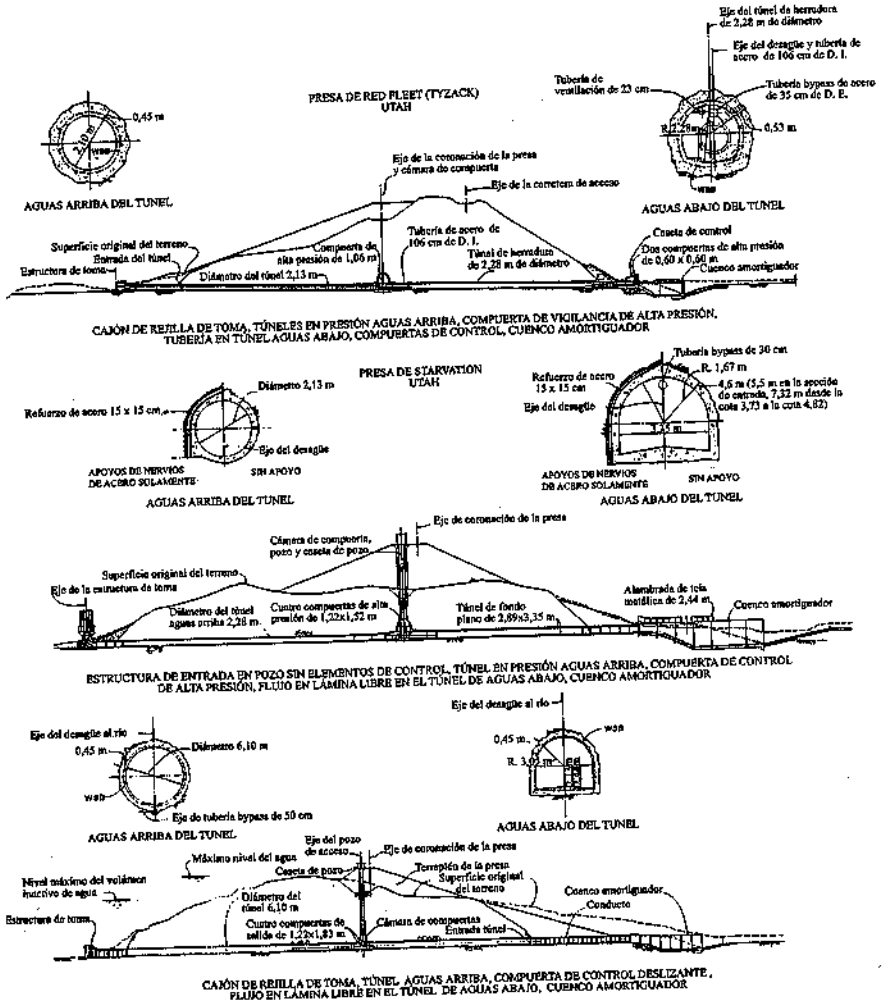


Figura 10-5.- Típicas instalaciones de desagües en túnel. 103-D-1835.

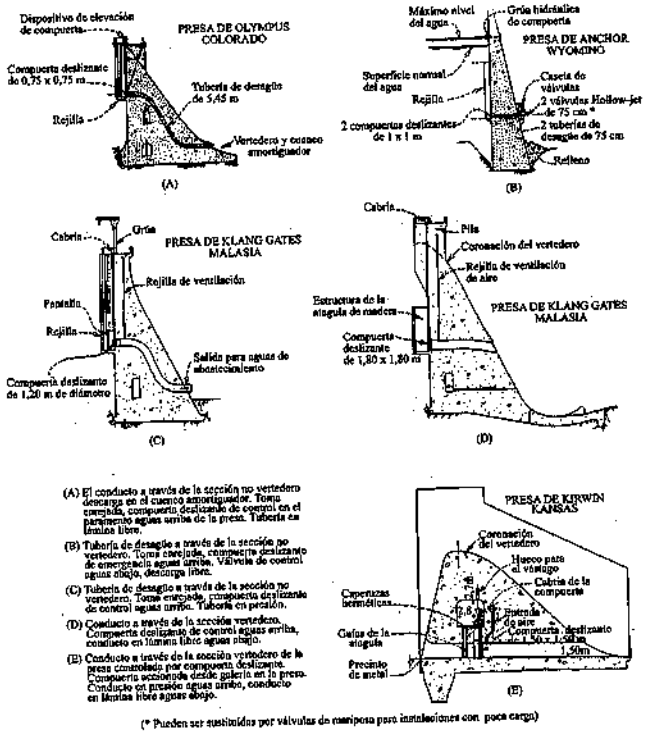


Figura 10-6.- Típicas instalaciones de desagües en presas de hormigón. 288-D-2941

Estos caudales pueden proceder de escorrentías naturales o del resultado de descargas de almacenamientos desarrollados a lo largo del río o de aprovechamientos en afluentes que desemboquen en el río.

Si un desagüe se utiliza como aliviadero de servicio en la evacuación del flujo que llega en exceso al embalse, el caudal de descarga necesario para este fin puede fijar la capacidad del mismo. De la misma manera la capacidad mínima del desagüe puede determinarse por el caudal de salida y el tiempo necesario para vaciar el embalse para inspección, mantenimiento, reparación o desembalse de emergencia. En este caso además, debe ser considerado el volumen de agua que entra en el embalse durante el periodo de vaciado. La capacidad de descarga con un volumen embalsado pequeño debe de ser al menos igual al volumen medio que se prevea pueda llegar al embalse durante el período de conservación o reparación. Se puede suponer, evidentemente, que cualquier obra de reparación se ha de aplazar hasta que las necesidades de servicio sean pequeñas y que se va a realizar en la época de caudales mínimos o en las estaciones favorables para su

UDHCONECTA.COM

construcción.

A veces se utiliza un desagüe en conducto enterrado o en túnel para desviar el río durante el período de construcción, evitando instalaciones suplementarias para este fin. El tamaño de la estructura de desagüe necesario para este uso, mayor habitualmente que el tamaño necesario para los requerimientos de un desagüe, puede determinar la capacidad final de los desagües. Puede necesitarse una tubería de salida en bypass para satisfacer las necesidades aguas abajo durante la colocación del hormigón de segunda fase y las compuertas en los desagües.

10.3. Posición de los desagües en relación con los niveles de embalse.

Como el establecimiento del nivel de la toma y las cotas de los dispositivos de desagüe y galería de conducción están relacionados con los niveles de embalse, quedan sujetos a la influencia de muchos factores. En primer lugar, el desagüe debe de estar colocado lo suficientemente por debajo del nivel mínimo de explotación del embalse para que la carga sea suficiente para desaguar el caudal necesario.

Los desagües de presas pequeñas de retención se construyen generalmente cerca del nivel del lecho del río, ya que no se trata de tener un volumen de embalse permanente excepto en el caso de retención de limos. (Pueden no estar provistos de compuertas con el fin de retardar el desagüe mientras que el embalse almacena temporalmente la mayor parte del volumen de una avenida, o tener compuertas para regular los caudales de las aguas almacenadas temporalmente.) Si el objetivo de la presa es solo elevar el nivel y derivar los caudales que llegan a ella, el desagüe principal es, generalmente, una obra de cabecera o estructura de regulación situada a cota alta. Una compuerta o un pequeño desagüe en bypass se puede proveer también para desaguar en el río, aguas abajo, o para drenar detrás de la presa durante los períodos fuera de estación.

En presas que almacenen agua para riego, abastecimiento u otros fines, los desagües deben estar situados lo bastante bajos para vaciar totalmente el embalse; pueden, sin embargo, estar colocados a un determinado nivel sobre el cauce cuando se haya establecido una cota de embalse mínimo.

Es práctica habitual dejar en el fondo del embalse un volumen de agua que no se vacía para sedimentación, conservación de peces y fauna y para recreo. La posición del umbral de entrada del desagüe es entonces un problema importante, ya que deberá estar lo suficientemente alto para que no exista interferencia con los depósitos de sedimentos, pero a la vez lo bastante bajo para permitir el desembalse total o parcial por debajo de la cota más alta del volumen que no se utiliza.

Según se analiza en el apartado 10.14, la sección del conducto de desagüe necesaria, para un determinado caudal, es inversamente proporcional a la altura de agua disponible para producir ese caudal. Esta relación viene dada por la ecuación:

$$H_T = K_1 h_v \quad \text{ó} \quad H_T = K_2 \frac{Q^2}{a^2} \qquad (1)$$

donde:

H_T = altura de agua disponible para producir el flujo;

K_1 y K_2 = coeficientes,

h_v = Altura de velocidad,

Q = caudal que es necesario desaguar;

a = sección requerida del conducto.

Esta relación anterior está expresada gráficamente, para un proyecto particular en la curva de la figura 10-8(A). En el ejemplo, si la altura de carga disponible para el desagüe aumenta de 0,5 a 1,4 metros (1,6 a 4,6 pies) el diámetro correspondiente del desagüe disminuye de 1,80 a 1,45m (6 a 4,75 pies); esto muestra que la dimensión del desagüe se puede reducir bastante si se aumenta el volumen de embalse muerto. La reducción del volumen útil

de agua, resultante de aumentar la altura del embalse permanente en 0,9 metros (3 pies), tiene que compensarse añadiendo un volumen equivalente en la cota superior del embalse. En la curva de altura de agua-volumen embalsado, representada en la figura 10-8(B), se observa que para volúmenes iguales (representados por *de* y *gh)* los 0,9 metros (3 pies) de altura de agua representados por la ordenada *cd*, añadida para obtener un diámetro del desagüe menor, necesitarían un aumento mucho menor (representado por la ordenada *fg)* de altura de presa. En consecuencia se deben utilizar estudios económicos para determinar las dimensiones adecuadas del desagüe en relación con el mínimo nivel de almacenamiento del embalse.

Cuando se ha dispuesto un desagüe a nivel del cauce para utilizarse en la desviación durante la construcción, (cap. 11) o para vaciar el embalse, la toma puede colocarse más alta para dejar espacio a los sedimentos y acarreos o para incrementar el volumen inactivo, o bien, la toma puede estar diseñada para que pueda elevarse el umbral según se acumulan los sedimentos. Durante el período de construcción se puede disponer en la base de la toma un orificio temporal para el paso del caudal de desviación. Después, esta abertura se puede taponar. Para vaciar el embalse se puede instalar un bypass cercano a la toma, a nivel del cauce. Este bypass puede evacuar en la parte baja del conducto o pasando bajo él. El agua puede ser descargada a un canal situado a cota más alta por medio de una tubería de elevación a presión conectada al canal.

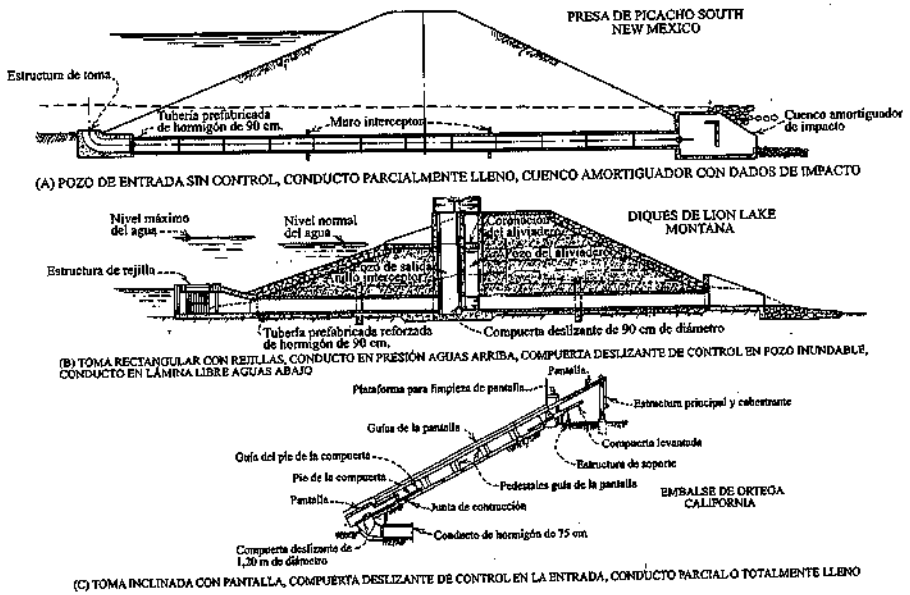
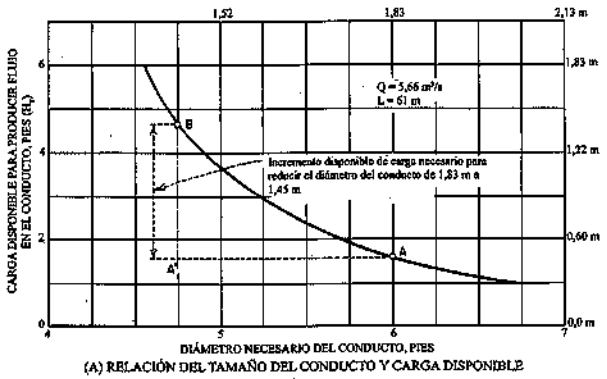
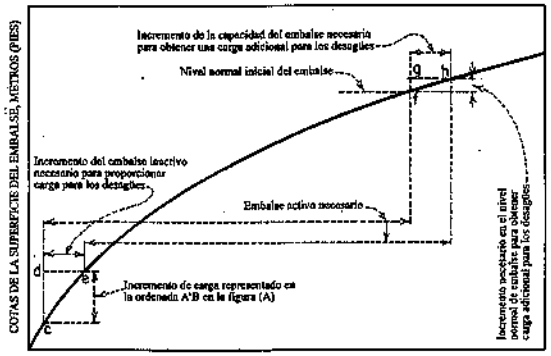


Figura 10-7.- Típicas instalaciones de desagües de tubería prefabricada. 288-D-2528

UDHCONECTA.COM



(A) RELACIÓN DEL TAMAÑO DEL CONDUCTO Y CARGA DISPONIBLE



(B) RELACIÓN ENTRE EL TAMAÑO DEL CONDUCTO Y EL NIVEL NORMAL DEL EMBALSE

Figura 10-8.- Relación entre la mínima carga de proyecto y el diámetro del conducto. 288-D-2529.

10.4. Condiciones que influyen en el proyecto de los desagües.

El diseño de un desagüe determinado está influenciado por numerosas condiciones relacionadas con las necesidades hidráulicas, adaptación al emplazamiento, interrelación con los desagües, con los métodos constructivos y otras obras de aprovechamiento. Por eso, un desagüe que evacue en un canal a una cota más alta o a una tubería forzada diferirá bastante de otro que lo haga en el río. Similarmente, en un sistema en el que los desagües se utilizan para derivar el caudal estos serán diferentes de aquel en el que la desviación se realice por otros medios. En algunos casos, la proximidad del aliviadero puede permitir combinar alguno de los desagües y el aliviadero en una sola estructura. Por ejemplo, se puede proyectar el aliviadero y los desagües de modo que los caudales que pasen por ambas estructuras vayan a parar a un cuenco común. En la figura 10.9 se representa una instalación interesante en la que el aliviadero y el desagüe están combinados en una única estructura.

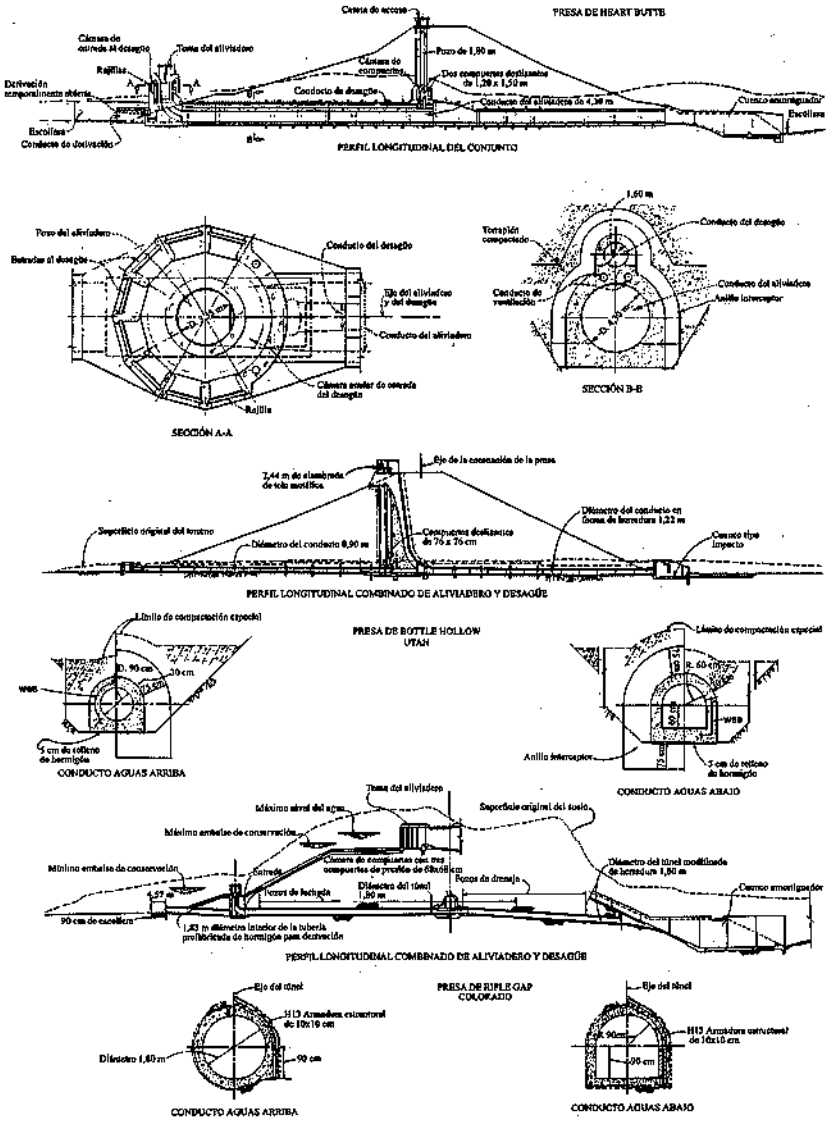


Figura 10-9.- Combinación de aliviadero y desagüe y cuenco amortiguador común. 103-D-1836.

UDHCONECTA.COM

En esta instalación, de la presa de Heart Butte, la toma del desagüe está situada alrededor de la torre que contiene la boca de entrada del aliviadero y el conducto de desagüe va por encima del aliviadero, saliendo en éste a una cierta distancia aguas abajo. Una segunda colocación en la que desagües y aliviaderos descargan conjuntamente en un cuenco amortiguador común, puede verse en la figura 10.9 correspondiente a las presas de Rifle Gap y Bottle Hollow.

La topografía y la geología del emplazamiento pueden tener una gran influencia en la selección del tipo de desagüe. Algunos lugares son adecuados sólo para desagües formados por un conducto enterrado, mientras que en otros se puede elegir entre este sistema o un túnel. Unas condiciones geológicas desfavorables, tales como un terreno de recubrimiento muy profundo o roca no sana, impedirá elegir el sistema de túnel. Por otra parte, un cañón estrecho con estribos de gran pendiente puede obligar a que la mejor solución sea precisamente un túnel. Debido a la restricción del espacio para trabajar y a los costes excesivos de la mano de obra no es práctico hacer un túnel con menos de 1,80 metros de diámetro. Si embargo, los conductos cerrados construidos a cielo abierto se pueden hacer prácticamente de cualquier tamaño, si se construye con materiales prefabricados o si se fabrican "in situ" con el interior formado por un revestimiento prefabricado. El tamaño mínimo obligado por las necesidades constructivas, comparado con el tamaño elegido por las necesidades hidráulicas, tendrá una influencia importante en la elección de un conducto construido a cielo abierto o en túnel. La altura de carga de agua que debe de soportar el conducto también afectará a esta elección.

Algunos emplazamientos, adecuados para un túnel de desagüe, pueden, sin embargo, tener características poco adecuadas para las bocas del túnel, que hagan difícil ajustar las estructuras de entrada y salida al resto de los dispositivos de desagüe. En esta situación, puede ser interesante un túnel central con conductos construidos a cielo abierto en ambos extremos. Este tipo de instalación se ha representado en la figura 10.5, presa McPhee.

Si el agua del embalse se utiliza para el abastecimiento o si se necesita el control de la temperatura y de metales pesados tendrá una especial importancia la posición de la toma. Para asegurar la buena calidad del agua puede ser necesario tomarla de diferentes niveles, según las distintas estaciones del año, o bien limitar la toma a unos niveles específicos, que dependen de la altura de embalse. Para evitar que los limos sean arrastrados dentro del sistema de desagüe, se deben evitar las tomas situadas en puntos bajos. Tampoco deben situarse las tomas en las zonas del embalse en las que se puedan acumular agua estancada o algas, o donde los vientos dominantes arrastren residuos o basuras hacia la boca de entrada.

10.5. Disposición de los desagües.

El desagüe de una presa pequeña, tanto si es para derivar el agua a un canal como para descargarla al río, habitualmente consiste en un canal a cielo abierto o en una estructura enterrada situada en un estribo de la presa. Esta estructura puede consistir en un cauce a cielo abierto, o un canal rectangular, con una compuerta similar a la utilizada en las instalaciones ordinarias de un aliviadero, o bien, puede estar regulado por una compuerta sumergida, colocada para cerrar las aberturas en una pantalla de impermeabilización o muro de cabecera. Cuando el desagüe se va a colocar a través de una pequeña presa de tierra, se puede utilizar una estructura de tipo cerrado. Esta estructura está formada por una o varias unidades de tubo, o un conducto en cajón, colocado a través, o por debajo del terraplén. El caudal en estas instalaciones puede controlarse con compuertas situadas en la embocadura o en un punto intermedio del conducto como, por ejemplo, en la vertical de la coronación del dique en donde se dispone un pozo para el manejo de la compuerta. Aguas abajo de este dispositivo de control, el

conducto debe continuar hasta el canal o río en donde, si las velocidades de salida lo hacen necesario, se situará un dispositivo amortiguador de energía similar a los descritos en el capítulo 9. La figura 10.1 muestra instalaciones típicas con las disposiciones descritas.

Para presas de tierra de mayor altura, en las que no es posible una solución de desagüe en canal abierto, éste se puede llevar a través, por debajo, o rodeando la presa mediante un conducto enterrado, o en túnel a través de uno de los estribos. Según sean las condiciones que controlen el desagüe, el agua en el conducto o en el túnel fluirá en superficie libre, en carga en una parte, o en carga en toda su longitud. Las tomas pueden disponerse para sacar agua del fondo del embalse o de un nivel más alto. En el extremo de aguas abajo del conducto se pueden utilizar dispositivos disipadores de energía como los descritos en el capítulo 9. Los desagües también pueden descargar en el cuenco amortiguador del aliviadero. Según sea el sistema de control y el régimen de circulación el acceso a las compuertas de maniobra se puede practicar: mediante un puente que enlace con la torre de toma situada aguas arriba de la presa, con un pozo que baje desde la coronación de la presa, por un pasadizo dentro del conducto o túnel con entrada por el extremo de aguas abajo, o por medio de un camino aparte o galería de acceso en túnel. En las figuras 10-2 a 10-5, se pueden ver las instalaciones típicas que acabamos de describir.

En una presa de hormigón, los desagües se llevan generalmente a través de la presa por medio de un conducto prefabricado, o a través de una tubería embebida en la masa del hormigón. Los dispositivos de toma y de salida se pueden incorporar a los paramentos de aguas arriba y aguas abajo respectivamente. Con frecuencia, el desagüe se dispone en la sección del aliviadero de superficie, utilizando un cuenco amortiguador común para disipar la energía de ambos caudales. Cuando el conducto de desagüe se sitúa en una sección no vertedero, o cuando desagua en un canal, es necesario proyectar un dispositivo amortiguador separado para él. En lugar de un conducto único de gran tamaño, en las presas de gravedad, se pueden utilizar varios conductos de menor tamaño para proporcionar un sistema menos costoso y más flexible para regular los caudales de desagüe. Estos conductos se pueden colocar todos a la misma cota, o a distintas, con lo que se obtiene mayor flexibilidad. Esta disposición permite reducir el coste de las compuertas de control, porque las situadas en niveles altos tienen que soportar menos carga. En la figura 10-6 se pueden ver instalaciones de desagües en presas de hormigón. Cuando se utiliza un túnel de desviación durante la construcción de una presa de hormigón suele ser posible convertir el túnel en un conducto de desagüe remanente disponiendo una toma en el tapón de cierre del túnel. Habitualmente, en la mayoría de los casos dicho túnel estará perforado en roca de buena calidad, requiriendo así un mínimo de revestimiento. Además, la boca de salida del túnel estará situada a suficiente distancia aguas abajo de la presa para no necesitar el disipador de energía o, a lo sumo, solamente será necesario un deflector para dirigir el agua hacia el cauce del río.

10.6. Emplazamiento de los dispositivos de control del desagüe.

a) *Generalidades.*-Cuando los desagües no están provistos de compuertas, tal y como ocurre en muchas presas de retención, el conducto actúa como un aliviadero en colector como se describe en el apartado 9.27. Cuando es preciso almacenar el agua y regular el desagüe, según disposiciones específicas, es necesario instalar compuertas o válvulas de control en algún punto del conducto.

Las compuertas y válvulas de los desagües se clasifican según su función. Las compuertas de explotación y las válvulas de regulación se utilizan para controlar y regular los caudales de desagüe y se proyectan para trabajar en cualquier posición, desde cerradas a totalmente

UDHCONECTA.COM

abiertas. Si embargo, debe prestarse atención a la operación de grandes compuertas con pequeña apertura debido a los potenciales problemas de cavitación. Las compuertas de protección o emergencia se proyectan para ser utilizadas únicamente en el caso de fallo de las compuertas de explotación, o cuando se desea desaguar ya sea para inspeccionar el conducto por debajo de las compuertas de protección o para inspeccionar y reparar las de explotación. Generalmente, se disponen unas ranuras a la entrada del conducto en las que pueden colocar ataguías de tablones o mamparos para poder cerrar completamente el conducto para inspeccionarlo o durante un período de emergencia. En estas instalaciones se habilitarán o no, compuertas de protección, si se puede colocar rápidamente la ataguía cuando se presente alguna emergencia durante un período normal en la explotación del embalse.

La compuerta de control se puede situar en el extremo de aguas arriba, en un punto intermedio o, en algunos casos, en el extremo final del conducto. Cuando el caudal que sale por la compuerta de control evacua libremente al exterior solamente la parte del conducto aguas arriba de la compuerta estará en carga. Cuando se sitúa una compuerta de control o una válvula en el punto más bajo de la estructura, debe considerarse toda la presión interna en el diseño del conducto en túnel o en tubería. Sin embargo cuando se descarga en un conducto en lamina libre, la situación de las compuertas de control es importante en el diseño del desagüe. Los efectos de situar el control en distintas posiciones en un conducto se comentan en los subapartados siguientes.

b) *Control situado en el extremo de aguas arriba del conducto.*- En desagües con el control aguas arriba evacuando en un conducto con superficie libre, el conducto no entrará en carga en toda su longitud. Generalmente, la altura de agua y la pendiente del conducto dan lugar a un régimen supercrítico.

El proyecto de la estructura del conducto y los aspectos prácticos y de seguridad estarán influenciados solamente por los efectos de las cargas exteriores y la presión externa del agua sobre la estructura. En la parte de aguas arriba del conducto, hasta que haya suficiente recubrimiento de roca en el caso de un túnel o hasta que haya suficiente espesor del dique impermeable si es un conducto enterrado, prácticamente toda la presión debida a la altura de agua se ejercerá contra la parte exterior del cuenco del conducto; por lo tanto, las paredes de éste se han de proyectar para soportar estas presiones proporcionando los detalles de proyecto necesarios para mantener la estanqueidad del conducto. Cuando puedan presentarse asientos en la estructura (debidos a la consolidación del cimiento por el aumento de carga), se debe tener un cuidado especial en los detalles del proyecto para prevenir la fisuración del conducto y en el sellado de las juntas. Las grietas y juntas abiertas darán lugar a fugas excesivas o al sifonamiento del material del terraplén a lo largo del conducto.

Con el control en el extremo de aguas arriba del conducto es posible combinar en una sola estructura de toma rejillas para peces, ranuras para los ataguías de cierre, rejillas, compuertas de protección y las válvulas o compuertas de regulación. Esta disposición simplifica el manejo de los desagües al concentrar todos los dispositivos de control en un solo punto. Además, todo el conducto se puede desecar rápidamente para inspección o reparación. La toma consiste en una torre que se eleva desde la base del conducto de desagüe hasta una plataforma de trabajo situada por encima del máximo nivel del agua y emplazada en el embalse cerca del pie de aguas arriba de la presa. El acceso a la plataforma de trabajo sólo es posible entonces en barca, a menos que se construya un puente de acceso desde la orilla del embalse o desde la coronación de la presa. Las tomas en las presas de Crane Prairie y Crescent Lake (fig. 10-2) y las presas de McGee Creek y Palmetto Bend (figura 10-4) representan típicas instalaciones de torre. La figura 10-4 es una fotografía de la torre de toma y del puente de acceso de la presa de Crescent Lake.

c) *Control en un punto intermedio del conducto.*-Cuando la compuerta de control se sitúa en un punto intermedio del conducto y evacua libremente aguas abajo, o cuando se lleva el caudal desde este punto por un tubo independiente, la presión interna aguas arriba del control será aproximadamente igual a la altura total de agua del embalse. El proyecto de la estructura y los dispositivos de seguridad de la parte de aguas arriba están influenciados por los efectos tanto de las cargas exteriores como de la presión hidrostática interna que actúa sobre el conducto. La estanqueidad del conducto en esta zona de aguas arriba tiene poca importancia porque prácticamente se compensan las presiones hidrostáticas externa e interna y la filtración en el conducto o las fugas de éste son mínimas. Sin embargo, la presión exterior sobre el conducto normalmente disminuirá al aumentar la distancia al embalse, de forma que en la parte final de la conducción en carga habrá un exceso de presión interna que puede dar lugar a fugas a través de las juntas o grietas. El caudal de estas fugas puede correr por el exterior del conducto hasta una sección que no esté a presión, pudiendo presentarse el sifonamiento a través de las juntas. Si el conducto en carga atraviesa un terraplén, existe la posibilidad de que al producirse el sifonamiento se provoque la rotura de la presa. Cuando este conducto incluye un túnel, la filtración a través de las grietas de la roca puede saturar la ladera que recubre el túnel y producir un desprendimiento o un corrimiento del estribo.

Para reducir al mínimo las posibilidades de estos fallos es práctica normal limitar la longitud de la zona a presión del conducto enterrado a la situada aguas arriba de la coronación y, en algunos casos, dejarlo aproximadamente en la tercera parte de la longitud transversal de la presa. Cuando haya un especial interés en la estanqueidad del conducto en carga, en la parte de aguas arriba de una presa, pero existan razones importantes por las que no sea posible situar el control cerca de la toma, la zona aguas arriba del dispositivo de control debe estar provista de un revestimiento de acero. Esta disposición fue empleada en la presa Sugar Loaf (figura 10-3).

En las instalaciones en túnel, exceptuando las posibilidades de fugas indicadas antes, el emplazamiento de la compuerta de control no tiene tanta importancia como en el caso de desagüe por medio de un conducto enterrado. Sin embargo, la parte a presión del túnel no debe llegar más allá del punto en donde el peso de la columna de roca que incide sobre el túnel, o la resistencia lateral, sea menor que la fuerza debida a la presión interna, a menos que el revestimiento del túnel esté adecuadamente armado para soportar la presión interna y se disponga un revestimiento impermeable para impedir un aumento de las presiones hidrostáticas en la parte exterior del revestimiento.

Existen casos donde se espera un asiento excesivo o movimiento del conducto y no puede evitarse la fisuración y la abertura de las juntas. Cuando esto sea así, para prevenir las filtraciones que pudieran presentarse si se utilizara una conducción a presión, o con superficie libre, se puede instalar una tubería metálica de menor tamaño dentro del conducto mayor para llevar el caudal. La válvula o compuerta de control se suele instalar en el extremo final de la tubería. Las compuertas de seguridad se suelen situar en el extremo superior de la tubería para cerrarla en el caso de que exista una filtración o fallo a lo largo de la tubería. Ver las presas de Silver Jack y Stateline en la figura 10-3.

Cuando el régimen en el conducto de desagüe es de lámina libre es necesario disponer un acceso y un pozo de servicio que vayan desde el conducto hasta una cota más alta que el nivel máximo del embalse. Para una tubería enterrada, situada debajo de una presa de tierra, se elige generalmente el emplazamiento de las compuertas de control de modo que el pozo de servicio esté colocado inmediatamente aguas arriba de la coronación de la presa. Ver las presas de McGee Creek y Twin Buttes en la figura 10-4.

UDHCONECTA.COM

Las válvulas y compuertas de control de los desagües a través de una presa de hormigón se pueden situar en cualquier punto, ya sea aguas arriba para permitir el régimen de lámina libre, o bien en el extremo de aguas abajo en el caso de tubería en carga. Si los conductos están situados en la sección vertedero de la presa se emplean compuertas aguas arriba, que controlan la entrada, o válvulas manejadas desde una galería interior de la presa. Cuando los desagües están situados en una sección no vertedero se utilizan indistintamente compuertas de aguas arriba o válvulas de aguas abajo (fig. 10-6).

B. ELEMENTOS DE LOS DESAGÜES

10.7. Generalidades.

En los desagües en canal abierto o en conducto cerrado, pero que fluyen parcialmente llenos, las compuertas y válvulas de control son factores determinantes para establecer la capacidad de desagüe. Sin embargo, cuando el desagüe se efectúa por medio de una tubería en carga el caudal desaguado está determinado tanto por su sección como por la del dispositivo de control.

La dimensión total del desagüe se determina teniendo en cuenta la carga hidráulica y el caudal que es necesario descargar. La elección del tamaño de algunas de las partes componentes de la estructura, como por ejemplo el "túnel", viene obligada por consideraciones constructivas o por necesidades adicionales tales como la derivación, evacuación del embalse, y primer llenado. Según se estudia en la parte C de este capítulo, la capacidad de un sistema de desagüe cerrado está influenciada por las pérdidas de carga a través de elementos y para un caudal dado las dimensiones de los distintos componentes pueden cambiarse por estar relacionadas entre sí. Por ejemplo, una toma abocinada puede permitir la instalación de una compuerta más pequeña para un tamaño dado de tubería, pero una compuerta de dimensiones mayores puede permitir el uso de un conducto más pequeño. O, para un caudal dado, el ensanchar el conducto en carga de aguas arriba en un sistema de tuberías puede permitir la reducción de tamaño de la tubería a presión de aguas abajo y por lo tanto del conducto. En consecuencia la determinación del proyecto definitivo más idóneo para conseguir una mayor economía puede requerir estudios comparativos en los que se tanteen distintas dimensiones de los diferentes componentes del desagüe.

Una vez elegido el tipo de conducto y establecido el método de control necesario se elegirán las estructuras adicionales para completar el proyecto. El tipo de estructura de la toma dependerá de su emplazamiento y función, así como de los distintos dispositivos tales como rejillas para peces, rejillas de limpieza, ataguías de cierre o plataforma de trabajo. A veces, puede ser interesante disponer un medio para disipar la energía de la corriente antes de que el agua vuelva al río, lo que se puede lograr por medio de un deflector, un cuenco amortiguador, dientes disipadores o cualquier otro dispositivo similar. También pueden ser necesarias cámaras de compuertas, plataformas de control, o recintos para proporcionar espacio de trabajo y protección a los dispositivos de control. El desagüe también puede necesitar un canal de salida para desaguar al río y un canal de entrada para conducir el agua derivada o cuando el embalse esté bajo, a la estructura de toma.

a) *Túneles.*-A causa de sus ventajas inherentes un desagüe en túnel es preferible siempre que las condiciones del estribo y del cimiento permitan su utilización y sea económico en comparación con los otros tipos. Un túnel no está en contacto directo con el macizo de la presa y por ello presenta una disposición más segura y duradera que la que se puede conseguir con un conducto enterrado. Cuando un túnel está perforado a través de un estribo de materiales adecuados, los movimientos diferenciales y los asientos producidos por las obras de desagüe en cimientos y estructura serán mínimos y al mismo tiempo la filtración a lo largo de las superficies exteriores del revestimiento del túnel, o las fugas en el terreno que lo rodea, serán menos peligrosas. Es, además, menos probable que el fallo de alguna parte del túnel perjudique a la presa que en el caso de un conducto enterrado que pase por debajo o a través de ella.

En la mayoría de los casos, los túneles en carga a través de una roca sana no necesitan armadura en el revestimiento para soportar las presiones hidrostáticas internas, ya que la roca puede aguantar normalmente estas tensiones. Si la roca envolvente tiene el suficiente peso y la suficiente resistencia lateral para evitar los desprendimientos, solamente es necesario un revestimiento sin armadura para hacerla estanca en caso de roca fisurada, y para proporcionarle una superficie más lisa que permita mejores condiciones hidráulicas.

Cuando los túneles a presión tienen cimientos menos adecuados, como una roca agrietada o floja, el revestimiento del túnel se debe proyectar para resistir las cargas externas del terreno además de las presiones hidrostáticas internas. En el extremo de aguas arriba de un túnel de desagüe, en donde la carga de agua puede estar prácticamente compensada por las presiones internas, el revestimiento necesitará estar armado solamente con la cuantía suficiente para resistir las cargas del terreno. Sin embargo si se prevé una necesidad de vaciado del túnel usando compuertas interiores, mamparos o ataguías existirá una condición hidrostática descompensada. En las zonas de aguas abajo del túnel, en donde las presiones exteriores disminuyen, se deberán considerar tanto las cargas exteriores del terreno como las presiones internas del agua para el diseño del recubrimiento del túnel.

En túneles en roca sana con superficie libre, el revestimiento se dispone únicamente en el fondo y en las paredes laterales para conseguir una superficie más lisa; si el terreno no es tan bueno puede ser necesario revestir toda la sección para prevenir los desplomes. En la zona del túnel de lámina libre situada en la proximidad del embalse, o justo aguas abajo de un túnel en carga, se ha de tener en cuenta la posibilidad de un aumento de las presiones hidrostáticas entre el revestimiento y el terreno por filtración a través de las paredes del túnel o por las fugas del embalse. En muchos casos esta presión externa del agua se puede reducir con inyecciones de lechada de cemento y disponiendo drenes en el revestimiento de la parte de túnel que no está en carga.

La necesidad de revestir un túnel, en el que se ha instalado una tubería independiente, depende por completo de que la roca se pueda mantener por sí misma. Puesto que este túnel se utiliza solamente para albergar la tubería en carga y proporcionar acceso a la compuerta de aguas arriba, basta disponer el revestimiento suficiente para evitar el desprendimiento de rocas y proteger la tubería y el personal encargado de la explotación. También minimiza la filtración y protege la tubería, las instalaciones eléctricas, y los conductos eléctricos del agua filtrada. Deben considerarse cuidadosamente las condiciones específicas del emplazamiento, el coste de la instalación, la seguridad del personal y los costes de mantenimiento antes de decidir dejar un túnel sin recubrimiento.

La sección hidráulica y estructuralmente más adecuada para un túnel a presión es la circular. Si el túnel es de lámina libre, una sección en herradura o con fondo plano será hidráulicamente la más perfecta pero no tan eficiente como la sección circular para resistir las cargas exteriores. En túneles pequeños con cargas de agua moderadas puede ser adecuada la sección en herradura si el túnel entra en carga, y ésta o la de fondo plano en caso contrario según cual sean las condiciones del cimiento. Según se expuso en el apartado 10.4 no es práctico proyectar túneles de diámetro inferior a 1,80 metros. El proyecto estructural de los túneles, incluyendo su revestimiento y

UDHCONECTA.COM

armadura, se estudia en el apartado 10.20.

b) *Conductos enterrados.*-Si las condiciones del cimiento no son adecuadas para un túnel, o el tamaño necesario es demasiado pequeño para justificar la sección del túnel, se debe utilizar una conducción enterrada; y cuando ésta pase por debajo o a través de la presa han de emplearse criterios de proyecto conservadores y seguros. El proyecto y la construcción inadecuada de muchos conductos enterrados han provocado numerosas roturas de presas de tierra, lo cual ha demostrado la necesidad de utilizar procedimientos con coeficientes de seguridad altos.

Cuando se utilice este procedimiento debe situarse en la parte más idónea del cimiento de la presa. Los detalles del proyecto deben de tener en cuenta el asentamiento previsto, la consolidación y el desplazamiento lateral o longitudinal, para que no afecten a la continuidad de la estructura, que debe proporcionar un camino seguro y estanco al agua.

Cuando exista un lecho de roca en el emplazamiento de la presa se tratará por todos los medios de situar todo el conducto sobre este cimiento. Si esto no es física o económicamente posible, la estructura se debe situar en donde el terreno de recubrimiento sea poco profundo de modo que dé lugar a un asiento mínimo. Si existe un cimiento uniforme, y se ha visto que el asiento del cimiento no será excesivo, la excavación para el conducto tendrá su forma exacta y éste se apoyará sobre el terreno no perturbado. Cuando el cimiento del desagüe en su estado natural no sea adecuado, se excavará hasta una profundidad tal que se encuentre un terreno que soporte la carga. La zanja debe entonces rellenarse con material compactado con la estabilidad e impermeabilidad deseada. Puede ser necesario, cuando un conducto no se sitúe sobre roca consistente, recubrir el conducto con acero. Esto es particularmente apropiado en la zona impermeable de la presa para la estabilidad estructural y prevenir el arrastre de materiales finos al interior del conducto. No son adecuados para la cimentación los terrenos que sean tan permeables que permitan una filtración excesiva, los que sufren grandes deformaciones al actuar las cargas, o aquellos otros que asientan al llegar a saturarse por el agua embalsada. Estos materiales se describen en el capítulo 6. En todos los casos, aparte de la naturaleza del cimiento, el contacto entre el conducto y su cimiento debe dar lugar a una unión impermeable exenta de huecos y de zonas no consolidadas.

Los conductos enterrados deben estar proyectados para soportar la carga del relleno por encima de la estructura. Si la carga de relleno que debe soportar es alta, pueden no resultar económicos los conductos enterrados. Los conductos a presión deben estar proyectados para resistir una carga hidrostática interna igual a la altura de agua total del embalse. Las cargas que se deben de considerar en el proyecto de estos conductos se estudian más adelante en el apartado 10.21.

La conveniencia de un conducto enterrado y la alternativa de utilizar este conducto como una tubería a presión o en régimen de cauce abierto se expresó en el apartado 10.6. Puesto que los conductos enterrados, en la mayoría de los casos, se deben construir antes que la presa, los asientos de la tubería seguirán la misma ley que los de la cimentación debido a las cargas del terraplén. Por lo tanto, el asiento del conducto será máximo en el punto de máxima altura del terraplén y disminuirá hacia uno y otro extremo. Los detalles estructurales seleccionados deben considerar tales asientos y el perfil longitudinal ajustarse para tener en cuenta la variación de pendiente que experimentará alrededor del centro de la presa. Las juntas y armaduras necesarias se estudian en el apartado 10.21.

10.8. Controles.

a) *Dispositivos de control.*-La elección de los elementos del desagüe para presas pequeñas debe basarse en la utilización de compuertas y válvulas disponibles en el mercado, o en proyectos de compuertas relativamente simples

donde sea posible. El uso de dispositivos especiales deben de evitarse, ya que darán lugar a un aumento de los costes de proyecto y fabricación. Las compuertas deslizantes de fundición, que pueden ser utilizadas como compuertas de control y protección, se fabrican para secciones rectangulares y circulares y para cargas de agua hasta de 15 metros. Sin embargo, para instalaciones de mayor carga requieren diseños especiales de compuertas. Existen en el mercado compuertas de sector para instalaciones superficiales ordinarias y se pueden fabricar compuertas de segmento de gran estanqueidad, basadas en proyectos y pliegos de condiciones sencillos. Para cargas menores de 15 metros, las compuertas comerciales y la válvulas de mariposa son adecuadas para el control de la presión aguas abajo de las tuberías si son diseñadas para operar en condiciones de descarga con el chorro totalmente aireado. Las compuertas y válvulas de mariposa también son adecuadas como válvulas de seguridad y pueden ser adaptadas como válvulas de control si se realiza una aireación del chorro inmediatamente aguas abajo de la válvula.

b) *Disposición de los controles.*-El desagüe, cuando las cargas son pequeñas, se puede controlar con diversos dispositivos, como se puede ver en la figura 10-1. Se puede instalar una compuerta de segmento en un canal abierto, como en el caso de la presa de derivación de Putah. Las compuertas de segmento de gran estanqueidad, instaladas a la entrada o dentro del desagüe, se utilizan en la presa Flatiron y en las presas de derivación de Camp Creek y Barley. Las compuertas deslizantes, similares a las utilizadas en las presas de derivación de Woodston y Fort Summer, se utilizan para control de caudales, en el caso de canal abierto, o de desagües, en conductos cerrados, provistos de muros en la embocadura.

La compuerta de control de aguas arriba, está situada en la mayoría de los casos en una torre con los elevadores de compuertas montados sobre la plataforma de trabajo (fig. 10-2). Con esta disposición la torre debe sobresalir por encima del nivel máximo del embalse.

Si los controles están situados en un punto intermedio del conducto es posible utilizar compuertas deslizantes o de segmentos de gran estanqueidad, que funcionan dentro de un pozo de servicio, que va desde el nivel del conducto hasta la cota de coronación de la presa. Instalaciones típicas de esta clase se muestran en la figura 10-4.

Existen también tipos de compuertas deslizantes que permiten eliminar el pozo de servicio inundable. Para ello, se disponen unos sombreretes estancos sobre las guías de la compuerta y éstas puedan ser accionadas desde un pozo en seco o desde una cámara de trabajo situada por encima de la cota del conducto. Es necesario colocar forros impermeabilizadores en los puntos en que los vástagos de la compuerta atraviesan los sombreretes.

También pueden utilizarse compuertas de alta presión o válvulas de control en puntos intermedios del conducto. Normalmente se accede a estas compuertas por un pozo desde la coronación de la presa. Este tipo de instalación se representa en la figura 10-4. Si el agua se lleva por una tubería independiente, situada en un conducto suficientemente amplio para permitir el acceso a lo largo de toda la tubería desde el extremo de aguas abajo, conviene proyectar una cámara abovedada, mejor que un pozo de servicio. Esta disposición se ha utilizado en la presa Tyzack (Red Fleet) como puede verse en la figura 10-5.

Si una presa de hormigón dispone de una compuerta deslizante en el paramento de aguas arriba, el bastidor y el vástago se pueden montar directamente en el paramento de hormigón; y el torno elevador, sobre una plataforma en voladizo, en la coronación de la presa. Si la compuerta está situada en el punto intermedio de un conducto que atraviesa el macizo de hormigón de la presa, la compuerta puede ser manejada desde un pozo de servicio, con el torno elevador situado en la coronación de la presa, o desde una galería, si se prescribe

UDHCONECTA.COM

un dispositivo impermeabilizante sobre el pozo de la compuerta. Las compuertas y las válvulas de paso también pueden ser manejadas desde la galería o desde una cámara dispuesta en el macizo de la presa. Una compuerta o una válvula de control, situada al final del conducto en el paramento de aguas abajo de la presa, puede ser operada desde una plataforma situada en el mismo paramento de la presa. Esta disposición se puede ver en la figura 10-6.

c) *Pozos de control y acceso.*-Cuando existe un conducto con superficie libre aguas abajo de los dispositivos de control, el acceso para su manejo se hace generalmente desde un pozo situado directamente encima de los controles. Si se utiliza la disposición de pozo inundable, se debe disponer un conducto de suficiente dimensión para englobar los distintos pozos; pero cuando los controles permitan instalaciones en seco, solamente es necesario disponer de una cámara para el manejo de los dispositivos en el fondo del pozo. Por lo tanto, será necesario un solo pozo de acceso de menores dimensiones, que incida directamente encima o a un extremo de la cámara, y con la suficiente amplitud para permitir el paso de aquellas partes de la compuerta que sean susceptibles de mover o reemplazar.

El pozo de operación o de acceso para un desagüe en túnel, debe estar perforado en roca no perturbada y revestido con hormigón para mantener en buenas condiciones las paredes. Cuando este pozo se utilice únicamente como acceso y ventilación, el revestimiento será mínimo; pero si es para una instalación del tipo inundable necesita un revestimiento adecuado para mantenerlo razonablemente impermeable. Si se utiliza el sistema de conducción enterrada la galería de servicio se puede construir a través del terraplén de la presa. El proyecto debe de tener en cuenta la posibilidad de un asentamiento o desplazamiento lateral como consecuencia de un movimiento del dique. Cuando se utiliza un pozo inundable hay que tener especial cuidado en el proyecto para prevenir las grietas o la apertura de juntas, que daría lugar a fugas desde el interior del pozo al terreno que le rodea. Las paredes, en este caso, deben proyectarse para resistir la presión hidrostática interna en el caso de embalse lleno, además de la carga exterior del propio dique. Si la galería de servicio pasa a través de la presa y sale al embalse también habrá que considerar las cargas hidrostáticas externas. La parte exterior de la galería de servicio, que constituye la torre, estará sujeta a las cargas de hielo que se exponen en el apartado 10.9.

d) *Casetas de control.*-Se suele disponer una caseta para albergar los dispositivos de control cuando el equipo de explotación puede sufrir algún daño, o cuando existen permanentemente condiciones climatológicas adversas durante los períodos de explotación del embalse. A veces se dispone una caseta para albergar la entrada a la galería de acceso aunque los controles estén situados en cualquier punto del conducto. Estas casetas se construyen, generalmente, lo suficientemente amplias para poder albergar el equipo auxiliar, tal como ventiladores, calentadores, aparatos de aforo, contadores, registradores, bombas neumáticas, pequeños generadores y el equipo necesario para la conservación.

10.9. Estructuras de tomas.

Además de la entrada del desagüe, la toma puede llevar los dispositivos de control correspondientes. Puede alojar los dispositivos auxiliares necesarios, (tales como rejillas de limpia, pantallas para peces y dispositivos de desvío). También puede incluir aberturas para derivaciones temporales y lugar para la instalación de compuertas o dispositivos para el cierre con ataguías de maderos.

Una toma puede tener muchas formas, dependiendo, como se dijo anteriormente: de las funciones que deba realizar, de la altura de agua del embalse bajo a la que debe de trabajar, del caudal que debe evacuar, de la frecuencia del desembalse, de las condiciones de suciedad del embalse, que determinará la necesidad de limpieza de las rejillas, de las condiciones de la posible capa de hielo, de la acción de las olas, que puede afectar a su

estabilidad, y de otras muchas consideraciones. Puede ser sumergida o estar ubicada en una torre que se eleve sobre la máxima cota del embalse. Este procedimiento se utiliza si los controles están situados en la toma o si se necesita una plataforma de trabajo para la limpieza de las rejillas, mantenimiento y limpieza de las pantallas para peces e instalación de ataguías de maderos. Cuando la estructura se utiliza únicamente como entrada al desagüe y no se necesita, ordinariamente, limpiar las rejillas, se puede adoptar la solución de toma sumergida.

La entrada del desagüe puede situarse horizontal, inclinada o vertical, de acuerdo con las necesidades existentes. Si se desea que el umbral esté más alto que la cota del conducto, la toma tendrá que tener una caída similar a la de un aliviadero de pozo. La boca horizontal se dispone cuando la toma está al mismo nivel que el conducto. En algunas instalaciones pequeñas, en que la compuerta está situada y se maneja desde el paramento de aguas arriba de una presa de poca altura, es posible adoptar la solución de entrada inclinada. Esta instalación es la utilizada en el desagüe del embalse Ortega, que se muestra en la figura 10-7. En la mayoría de los casos, las entradas al conducto se deben redondear o abocinar para reducir las pérdidas de carga.

La necesidad de rejilla de limpia en un desagüe, depende de la dimensión del conducto, del tipo de los dispositivos de control utilizados, de la naturaleza de la suciedad que llega al embalse, de la utilización que se va a dar al agua, de la necesidad de eliminar los restos de pequeño tamaño, del caudal evacuado y de otros factores. Todos ellos determinan el tipo de rejillas y la dimensión de sus aberturas. Si el desagüe consiste en un conducto de pequeño tamaño, controlado mediante válvulas, se necesitará, para eliminar los residuos pequeños, una rejilla muy tupida. Por el contrario, si el desagüe está compuesto de un gran conducto con compuertas deslizantes de gran tamaño, la rejilla puede tener aberturas mucho mayores. Si no hay peligro de aterramiento por los residuos de pequeño tamaño, la rejilla de limpia puede consistir simplemente en puntales y vigas colocados de modo que interrumpan únicamente el paso de troncos y restos flotantes de gran tamaño. El tipo de rejilla dependerá también de la posibilidad de acceso para limpiar la basura acumulada. Así, una rejilla sumergida, que rara vez aparecerá sobre la superficie, deberá ser más resistente que otra que esté en la superficie o cerca de ella. Del mismo modo, un desagüe con los dispositivos de control situados a la entrada, en donde las compuertas pueden obstruirse por las basuras acumuladas entre las barras de la reja, debe disponer de un dispositivo de rejillas mucho más tupido que si los controles no estuviesen situados en la entrada.

Las rejillas consisten generalmente en unas barras delgadas y planas de acero, colocadas de canto y separadas de 7 a 15 centímetros, formando una malla. El área necesaria de rejilla está determinada por la velocidad límite del agua a través de la misma, lo que a su vez depende de la naturaleza de los restos a los que debe impedir el paso. Cuando las rejillas son inaccesibles y no pueden limpiarse, la velocidad del agua a través de ellas no debe exceder de 0,6 metros por segundo; pero se puede tolerar una velocidad de hasta 1,5 metros por segundo en aquellas que sean accesibles.

La estructura de estas rejillas de limpia puede tener formas muy variadas, según esté montada o dispuesta, en la entrada del desagüe. Las rejillas, si la toma es del tipo de pozo, están formadas generalmente por una jaula situada encima de la entrada; pueden estar dispuestas como una caja abierta situada enfrente de una boca vertical, o pueden estar colocadas a lo largo de la pared de una torre. Las figuras 10-1 a 10-7 muestran distintas disposiciones de las rejillas de limpia a la entrada de los desagües.

En algunos embalses puede ser aconsejable o necesario proteger la toma para evitar que los peces puedan ser arrastrados a través de los desagües. Varias instalaciones de este tipo

UDHCONECTA.COM

están representadas en la figura 10-2. Como las aberturas que se utilizan para este objeto son muy pequeñas las pantallas pueden obstruirse fácilmente, por lo que es necesario cambiarlas periódicamente y limpiarlas mediante sacudidas y chorros de agua.

Cuando el control está situado en un punto intermedio del conducto, es aconsejable disponer de algún medio para poder dejar en seco la zona del conducto aguas arriba y la toma con el fin de realizar las inspecciones y reparaciones necesarias. Con este fin, se suelen disponer ranuras para la colocación de ataguías de madera en la toma o inmediatamente aguas abajo de la misma. En las torres de toma que contienen los dispositivos de control, las guías para estas ataguías se colocan aguas arriba de los controles. Generalmente se dispone, para el caso de una estructura de toma de tipo pozo, una mampara plana y circular que cae justo sobre la entrada. La mampara de cierre normalmente se baja por buzos a su posición desde una barca y se sitúa un elemento embebido en la toma de hormigón. Se puede sin embargo, colocarla en seco y usarla para el llenado inicial o el rellenado de la tubería de desagüe.

En una toma en la que el umbral está por encima de la solera del conducto puede ser aconsejable, por varias razones, bajar la superficie de agua por debajo de ese nivel. En tales casos se puede disponer, junto a la base de la estructura, un *bypass* que una el embalse con la zona de aguas abajo del conducto. En otros casos en que haya de mantenerse el caudal durante la instalación o revisión de las compuertas de control, de los tubos de desagüe, o durante la reparación o revisión de un conducto de desagüe en lámina libre, puede ser aconsejable llevar una tubería independiente por debajo o a lo largo del conducto principal. En cualquier caso se puede situar la entrada del *bypass* en la toma general y, normalmente, se la controla por medio de una compuerta deslizante o una válvula de mariposa montada sobre una de las caras de la estructura y manejada desde una cota superior.

Si durante el invierno se mantiene el volumen almacenado y se forma una capa de hielo debe tenerse en cuenta el efecto de estas condiciones sobre la toma. Cuando la capa de hielo del embalse envuelve la toma existe el peligro, no solamente de las presiones laterales del hielo, sino también de las fuerzas ascendentes, que se producirán si el embalse al llenarse eleva la capa helada; lo que no debe olvidarse cuando se comparan las ventajas y desventajas de las soluciones en torre y de toma sumergida.

Si se adopta una solución en torre y las heladas pueden ser un peligro se puede instalar un sistema de bombeo de aire alrededor de la base de la estructura, que haga circular el agua caliente del fondo del embalse, manteniendo libre de hielo la superficie de la estructura. Sin embargo, si no hay suficiente agua caliente como cuando el canal de aproximación a la torre es poco profundo o el volumen del embalse es pequeño, la salida de aire puede provocar mas hielo alrededor de la estructura.

10.10. Estructuras de salida y elementos de disipación.

La salida de un desagüe, ya sea a través de compuertas, válvulas o conductos en lámina libre, se efectuará a gran velocidad y, en la mayoría de los casos, en dirección prácticamente horizontal. Si existe un lecho de roca resistente a la erosión a poca profundidad en el cauce de aguas abajo, el caudal puede ser descargado directamente en el río. De otra manera, debe de ser dirigido lejos del pie de la presa por un deflector donde la erosión debe de ser minimizada, debe de excavarse un cuenco amortiguador y ser recubierto con hormigón o escollera. El diseño de ese cuenco se comenta en el apartado 9.24.

Cuando se necesita disipar más energía en los conductos en lámina libre, pueden usarse las estructuras descritas en los aliviaderos (parte E, capítulo 9). El cuenco de resalto es el más usado para la amortiguación de energía del agua de los desagües. Sin embargo, el caudal que sale del desagüe en forma de un chorro , como en el caso de la válvulas de control de

los conductos a presión, pueden ser dirigidas a un suelo de transición antes del cuenco para que tengan una distribución uniforme antes del mismo. De otra forma no se obtendría una disipación de energía adecuada.

Los dos tipos de dispositivos de disipación de energía que mas se usan con los desagües que con los aliviaderos son el cuenco amortiguador de impacto y el pozo de amortiguación. Un cuenco de amortiguación disipa la energía impidiendo el flujo con dientes de hormigón. El pozo de amortiguación disipa la energía con turbulencias a medida que el caudal llega a un pozo lleno de agua. El diseño de estas estructuras se comenta en el apartado 10.17

10.11. Canales de entrada y de salida.

A menudo, en los proyectos de desagüe en túnel o en conducción enterrada, es necesario un canal de entrada que lleve el agua hasta la toma del desagüe y otro de salida que devuelva el agua a la zona de aguas abajo del río. El canal de entrada puede ser necesario para llevar los caudales de desviación hasta un conducto situado en un estribo, o para dirigir el agua hasta la toma del desagüe durante los períodos de nivel bajo del embalse. Los canales de salida son necesarios para llevar el caudal desde el extremo del desagüe a la zona de aguas abajo del río, o a otro canal. Todos estos canales deben estar excavados con taludes estables y dimensiones que den lugar a velocidades bajas, para que no sea posible la presentación de fenómenos de socavación. Las velocidades en un canal de entrada deben ser, en general, menores que las establecidas a través de las rejillas de limpieza y el canal de entrada a menudo se ensancha al llegar a la toma para permitir un flujo tranquilo y uniforme a través de todas las tomas.

Las dimensiones del canal de salida y la necesidad de revestirlo o protegerlo con escollera dependerán de la naturaleza del terreno en el que está excavado. En algunas ocasiones se coloca una estación de control o medida en el canal de salida, en cuyo caso la elección de la pendiente y sección transversal del canal tiene bastante importancia. En el dimensionamiento del canal de salida se deben de considerar los efectos de sedimentación y socavación en el cauce principal del río.

C. PROYECTO HIDRÁULICO

10.12. Naturaleza del caudal en un desagüe.

El estudio hidráulico de los desagües incluye habitualmente uno o los dos regímenes de flujo, lámina libre o conducción forzada (en presión). El estudio del régimen en lámina libre en un desagüe, ya sea en cauce abierto o en conducto parcialmente lleno, se basa en el principio de régimen permanente, no uniforme, que se rige por la ley de conservación de la energía. En conductos forzados el cálculo se basa en el flujo a presión, lo que supone el estudio de las pérdidas de carga para determinar la total necesaria para lograr el caudal establecido.

Los cuencos para formación del resalto hidráulico, los dados de amortiguamiento e impacto y otros dispositivos disipadores de energía se emplean normalmente en el extremo de aguas abajo de los desagües. La mayoría de estos dispositivos se diseñan basándose en la ley de conservación de la cantidad de movimiento.

10.13. Desagüe en régimen de superficie libre

Si el desagüe es en canal abierto, será similar al caso de los aliviaderos del mismo tipo tratados en el capítulo 9. Cuando se utilizan compuertas deslizantes o de sector no sumergidas, el caudal, con las compuertas

UDHCONECTA.COM

totalmente levantadas, se calculará por medio de la ecuación (3) del capítulo 9:

$$Q = C\,L\,H^{3/2}$$

Los coeficientes de descarga aplicables a las distintos tipos de perfiles de coronación se han estudiado en la sección 9.12.

Cuando el caudal de un canal abierto está controlado por una compuerta de superficie parcialmente abierta, por compuertas de segmento de alta estanqueidad o deslizantes sumergidas, el desagüe será el de vertedero de pared delgada. Los caudales estarán dados por la ecuación (7) del capítulo 9:

$$Q = CDL\sqrt{2gH}$$

Los coeficientes de descarga con control de compuerta se pueden determinar con la figura 9-31 o con la tabla 10-1(sección 10.15).

Allí donde exista bastante profundidad aguas abajo, bien sea por causa de la superficie del agua en el canal o por la influencia del cauce de aguas abajo, las secciones de control pueden estar total o parcialmente sumergidas. En estas condiciones, el caudal que atraviesa el control será el correspondiente a un orificio o conducto sumergidos, dado por la ecuación:

$$Q = CA\sqrt{2gH} \qquad (2)$$

donde:

A = sección del orificio.

H = diferencia entre los niveles aguas arriba y aguas abajo.

C = coeficiente de desagüe para el orificio o conducto sumergido.

Los coeficientes para las distintas condiciones del orificio en presión y geometría del tubo se pueden obtener de la figura 10.10, o de datos de distintos manuales [1, 2][12] y libros de texto.

El flujo en un canal abierto, aguas abajo de los dispositivos de entrada, será régimen lento o rápido dependiendo de las condiciones de flujo a través de las estructuras de control. En cualquier caso, los calados y velocidades en cualquier punto del canal pueden determinarse aplicando la ecuación de Bernoulli, (sec. 9.18).

El flujo en un desagüe sin compuertas será análogo al de los aliviaderos de conducto subterráneo (estudiados en la sec. 9.27). Cuando las condiciones de entrada de la toma y la pendiente del conducto sean tales que se establezca el control en la entrada, existirá superficie libre a lo largo de todo el conducto y los calados y velocidades estarán de acuerdo con el teorema de Bernoulli para cauce abierto. Si el caudal de un conducto en presión desagua en otro que no lo está, el régimen en este último, en la mayoría de los casos, será supercrítico, con profundidades y velocidades comparables a las que se presentarían en un cauce abierto. El procedimiento de cálculo para determinar las características del caudal, de acuerdo con la ecuación de Bernoulli, se expone en la sección 9.18.

Cuando el cálculo de la sección necesaria del conducto y de la energía se hace como en el proyecto de un aliviadero, los desagües que circulan parcialmente llenos deben calcularse utilizando los valores máximo y mínimo asumidos del coeficiente de rugosidad *"n"*, (como se realiza en diseño de aliviaderos (ver sección 9.18)). Con el fin de determinar la energía en el final del conducto y poder proyectar el dispositivo de disipación debe de suponerse un valor de *"n"* de 0,008. Para asegurar una superficie libre en el conducto en todas las situaciones del flujo y para evitar una obstrucción de alguna parte por salpicaduras o sobre elevación, el conducto se debe proyectar para que circule, como máximo, al 75 por 100 de su sección total con el máximo caudal.

[12] Los números en corchete hacen referencia a la numeración de la bibliografía (sec. 10.23)

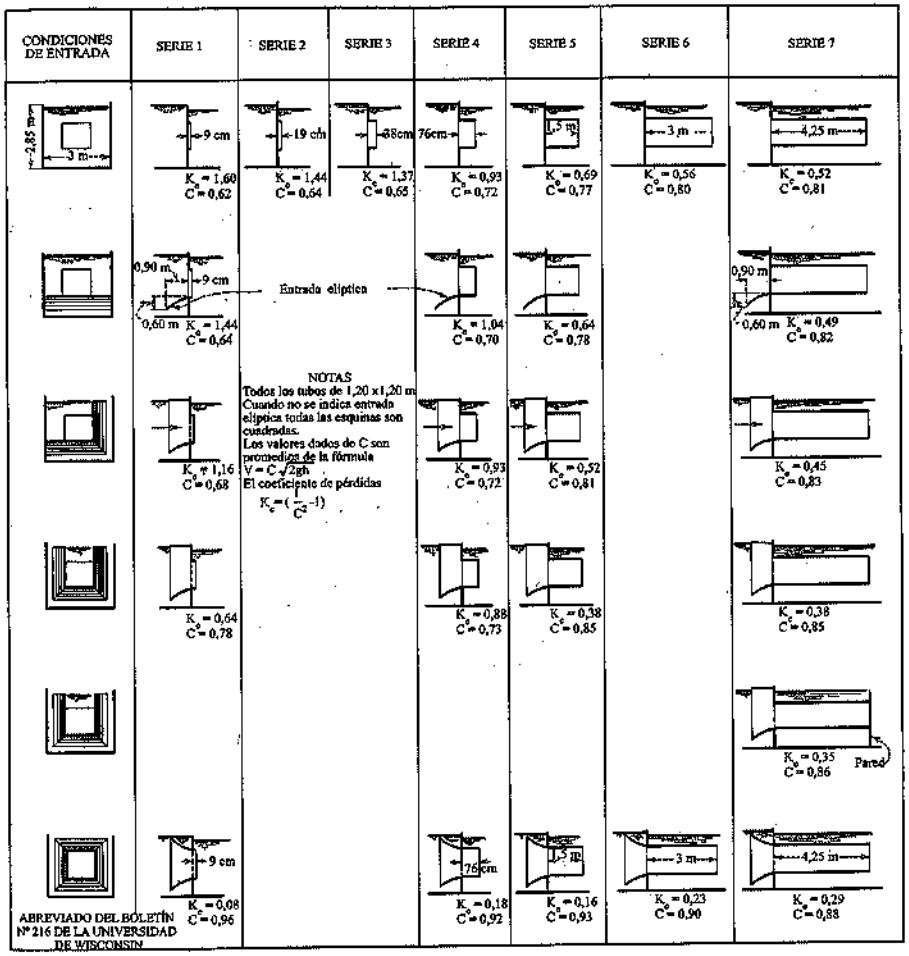


Figura 10-10.-Flujo a través de tubos sumergidos. 288-D-2531.

Deben instalarse trampolines terminales o dispositivos disipadores de energía, en el extremo de aguas abajo de un desagüe de flujo libre, similares a los descritos para aliviaderos en el apartado E del capítulo 9. Las transiciones para llevar el caudal de la boca de salida del conducto al dispositivo amortiguador y la curvatura admisible del lecho, que enlaza con el disipador, se determinan como se dijo en la sección 9.19.

UDHCONECTA.COM

10.14. Desagüe con flujo en presión.

Si se coloca una compuerta de control en un punto aguas abajo de la entrada del conducto éste funcionará en carga hasta la compuerta. Un conducto sin compuerta también puede entrar en carga dependiendo de las características geométricas de la toma. Este fenómeno y las ecuaciones hidráulicas que dan el caudal a través de un conducto sin compuerta, se estudian en el apartado.9.27. El diseño hidráulico de un conducto en presión con compuertas de control, debería de ser similar al de un conducto en presión sin compuerta y se hace de la forma indicada en el apartado 9.27.

Para el flujo en una conducción forzada en tubería, como el mostrado en la figura 10-11, la ecuación de Bernoulli se puede escribir en la forma:

$$H_T = h_L + h_{V2} \quad (3)$$

donde:

H_T = altura de agua necesaria para lograr el caudal requerido, teniendo en cuenta las distintas pérdidas.

h_L = suma de las pérdidas de carga, y

h_{V2}=altura de velocidad en la válvula.

La ecuación (3) se puede descomponer en la lista de pérdidas en la forma:

$$H_T = h_t + h_e + h_{b5} + h_{f5} + h_{ex(5-4)} + h_{f4} + h_{C(4-3)} + h_{g3} + h_{ex(3-1)} + h_{f1} + h_{b1} + h_{C(1-2)} + h_{g2} + h_{V2} \quad (4)$$

donde:

h_t = pérdidas en la rejilla,
h_e = pérdidas en la entrada,
h_b = pérdidas en los codos,
h_f= pérdida de rozamiento,
h_{ex}= pérdidas por expansión,
h_c = pérdidas por contracción,
h_g = pérdidas en compuerta o en válvula,
h_V= energía cinética perdida en la salida.

En la ecuación (4), los números de los subíndices se refieren a varios componentes, transiciones y tramos en los que existen pérdidas de carga.

En un desagüe libre H_T se mide desde la superficie del agua del embalse hasta el centro de la compuerta u orificio de desagüe. Si el chorro de agua del desagüe se guía por una solera aguas abajo, la altura de agua se mide hasta el extremo superior del chorro, en el punto de mayor contracción de éste, y si la salida del desagüe está sumergida la altura de agua se mide hasta el nivel de aguas abajo.

Cuando las distintas pérdidas de carga se refieren a sus componentes individuales, la ecuación (4) se puede escribir de esta forma:

$$H_T = K_t\left(\frac{v_6^2}{2g}\right) + K_e\left(\frac{v_5^2}{2g}\right) + K_{b5}\left(\frac{v_5^2}{2g}\right) + \frac{fL_5}{D_5}\left(\frac{v_5^2}{g}\right) + K_{ex}\left(\frac{v_5^2}{2g} - \frac{v_4^2}{2g}\right) + \frac{fL_4}{D_4}\left(\frac{v_4^2}{2g}\right) + K_c\left(\frac{v_3^2}{2g} - \frac{v_4^2}{2g}\right) + K_g\left(\frac{v_3^2}{2g}\right) + K_{ex}\left(\frac{v_3^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g}\right) + \frac{fL_1}{D_1}\left(\frac{v_1^2}{2g}\right) + K_{b1}\left(\frac{v_1^2}{2g}\right) + K_c\left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g}\right) + K_g\left(\frac{v_2^2}{2g}\right) + K_v\left(\frac{v_2^2}{2g}\right) \quad (5)$$

donde:

K_t = coeficiente de pérdida de la rejilla.
K_e = coeficiente de pérdida de la entrada.
K_b = coeficiente de pérdida del codo.
f = coeficiente de rugosidad de Darcy-Weisbach para una tubería (eq. (9) sec.10.15 (b)).
K_{ex}= coeficiente de pérdida por expansión.
K_c = coeficiente de pérdida por contracción.
K_g = coeficiente de pérdida en la compuerta.
K_V = coeficiente de pérdida de carga por velocidad de salida.

La ecuación (5) se puede simplificar expresando cada término de las pérdidas en función de una velocidad cualquiera. Para esta velocidad se toma, generalmente, la de una sección representativa del sistema. Por ejemplo, si las distintas velocidades del sistema de la figura 10-11 se refieren a la de aguas abajo del conducto, área (1), para obtener la de cualquier sección x el área se calcula según:

$$Q = a_1 v_1 = a_x v_x \; ; \; a_1^2 v_1^2 = a_x^2 v_x^2$$

$$\text{y} \quad \frac{a_1^2 v_1^2}{2g} = \frac{a_2^2 v_2^2}{2g}$$

entonces:

$$\frac{v_x^2}{2g} = \left(\frac{a_1}{a_x}\right)^2 \frac{v_1^2}{2g}$$

La ecuación (5), entonces puede escribirse como:

$$H_T = \frac{v_1^2}{2g}\left[\left(\frac{a_1}{a_6}\right)^2 K_t + \left(\frac{a_1}{a_5}\right)^2\left(K_e + K_{b5} + \frac{fL_5}{D_5} + K_{ex}\right) + \left(\frac{a_1}{a_4}\right)^2\left(\frac{fL_4}{D_4} - K_{ex} - K_c\right) + \left(\frac{a_1}{a_3}\right)^2\left(K_c + K_g + K_{ex}\right) + \left(\frac{fL_1}{D_1} - K_{ex} + K_{b1} - K_c\right) + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^2\left(K_c + K_g + K_v\right)\right] \quad (6)$$

Si la expresión entre paréntesis se representa por K_L, la ecuación se puede escribir:

$$H_T = K_L \frac{v_1^2}{2g} \quad (7)$$

entonces:

$$Q = a_1\sqrt{\frac{2gH_T}{K_L}} \quad (8)$$

10.15. Pérdidas en los conductos en presión.

a) *Generalidades.*-Las pérdidas de carga en los conductos de desagües son producidas básicamente por rozamientos con las paredes del conducto. Adicionalmente se producen pérdidas por interposición de rejillas, contracción de la sección de entrada, contracciones y expansiones en las secciones de las compuertas, codos, disminución de sección en compuertas y válvulas, así como por cualquier otra interferencia en el conducto. Mientras que en los conductos no forzados, para su dimensionado y de sus componentes, se deben adoptar coeficientes de pérdida de carga mayores que los valores medios; por el contrario, para el cálculo de la energía del caudal de desagüe, deben tomarse valores menores que los medios. En este apartado se analizan las principales perdidas en conductos o sistemas de tuberías.

b) *Pérdidas por rozamiento.*-En el flujo de grandes tuberías, la fórmula más utilizada para determinar la energía perdida por rozamiento del conducto, es la de Darcy- Weisbach:

$$h = \frac{fL}{D}\left(\frac{v^2}{2g}\right) \quad (9)$$

donde f es el coeficiente de pérdida por rozamiento que varía con la rugosidad del conducto y con el número de Reynolds. Siendo éste último función del diámetro de la tubería, de la velocidad, viscosidad y densidad del fluido que pasa por ella. Los datos y procedimientos para el cálculo del coeficiente de pérdidas de carga están presentados en [3]

La ecuación de Manning ha sido utilizada por el Bureau of Reclamation en el diseño hidráulico de muchas estructuras. Su utilización ha resultado satisfactoria en diseños que han sido verificados en operación. Sin embargo, debido a que la ecuación de Manning no considera el número de Reynolds o la rugosidad relativa, el proyectista deberá ser consciente que su uso puede incurrir en importante inexactitud cuando esos parámetros

UDHCONECTA.COM

son predominantes. La ecuación de Manning aplicada a flujo en conductos cerrados es:

$$h_f = 19{,}8\, n^2 \left(\frac{L}{r^{4/3}}\right)\frac{v^2}{2g} \quad (10)$$

Donde:

L= longitud de sección donde se calculan las pérdidas.

r = radio hidráulico.

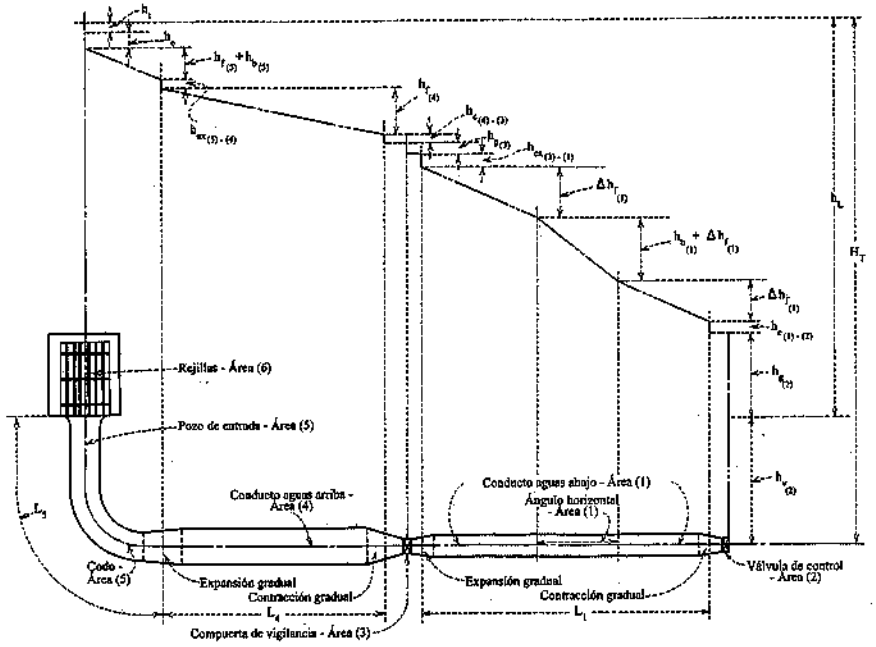


Figura 10-11.- Pérdidas de carga en un conducto a presión. 288-D-2532.

Los valores máximo y mínimo de *"n"* que pueden ser utilizados para determinar el tamaño del conducto y la energía son respectivamente los siguientes:

	Valor máximo	*Valor mínimo*
Tubería de hormigón o conducto "in situ"	0,014	0,008
Tubería metálica con juntas soldada	0,012	0,008
Túnel no revestido en roca	0,035	0,020

c) *Pérdidas en rejillas.*-Las rejillas, formadas solo por elementos muy separados entre si en una sola dirección, darán lugar a pérdidas de carga muy pequeñas. Por lo tanto las pérdidas de rejilla en este tipo se pueden despreciar en el cálculo de la pérdida de carga total. Cuando la estructura de limpieza consista en un entramado de barras la pérdida será función del grueso de las mismas, de su profundidad y separación. Se puede obtener un valor medio aproximado [2] con la ecuación

$h_l = K_t\,(v_n^2/2g)$:

$$K_t = 1{,}45 - 0{,}45\frac{a_n}{a_g} - \left(\frac{a_n}{a_g}\right)^2 \quad (11)$$

K_t = coeficiente de pérdida (empírico),

a_n = área neta a través de la rejilla,

a_g = área total de rejilla y soporte, y

v_n= velocidad a través del área neta de la rejilla

Cuando se desean los valores máximos de pérdida de carga se asume que el 50 por 100 del área de la rejilla está obstruido, lo que dará lugar a una velocidad doble a través de ella. El valor mínimo de esta pérdida de carga se obtiene suponiendo que nada obstruye los orificios de la rejilla, o despreciando completamente esta pérdida de carga.

d) *Pérdidas en la entrada.*-La pérdida de carga en la entrada de un conducto es comparable a la pérdida en un tubo corto o en una compuerta. Si H es la altura de agua que produce el caudal deseado, C es el coeficiente de desagüe y $"a"$ es el área, el caudal Q es igual a $Ca\sqrt{2gH}$ y la velocidad es igual a $C\sqrt{2gH}$ o

$$H = \frac{1}{C^2}\left(\frac{v^2}{2g}\right) \quad (12)$$

Como $H=h_v+h_e$ (altura debida a la velocidad mas la altura de pérdida de carga en la entrada), la ecuación (12) se puede escribir como:

$$\frac{v^2}{2g} + h_e = \frac{1}{C^2}\left(\frac{v^2}{2g}\right) \quad \text{o} \quad h_e = \left(\frac{1}{C^2} - 1\right)\frac{v^2}{2g}$$

entonces:

$$K_e = \left(\frac{1}{C^2} - 1\right) \quad (13)$$

Los coeficientes de desagüe en la toma de un canal rectangular se muestran en la figura10-10 Los coeficientes de desagüe y los coeficientes de pérdida de carga para entradas típicas de conductos tomados de distintos textos y publicaciones, se incluyen en la tabla 10-1.

e) *Pérdidas en los codos.*-Las pérdidas en los codos de conductos cerrados (no incluyendo las producidas por el rozamiento en el codo), son función del radio del codo, diámetro de la tubería y ángulo de giro del codo. Aunque los datos experimentales de pérdidas en los codos, en tuberías de gran tamaño son escasos, se pueden relacionar con los datos determinados para tuberías de pequeño diámetro. La figura 10-12 (A) muestra los coeficientes encontrados por varios investigadores en codos de 90° para distintas relaciones, del radio del codo al diámetro de la tubería, y la curva que se ha adoptado como aceptable para tuberías de gran tamaño.

Tabla 10.1.-Coeficiente de desagüe y de pérdida de carga en entradas de conductos

	Coeficiente de descarga C			Coeficiente de pérdidas A		
	Máx	Mín	Med	Máx	Mín	Med
a) Compuerta pared delgada, sin eliminar la contracción	0,70	0,60	0,63	1,80	1,00	1,50
b) Compuerta pared delgada. Contracción de lados y fondo eliminada	0,81	0,68	0,70	1,20	0,50	1,00
c) Compuerta en pared delgada. Esquinas suavizadas	0,95	0,71	0,82	1,00	0,10	0,50
d) Esquinas en escuadra	0,85	0,77	0,82	0,70	0,40	0,50
e) Entradas un poco suavizadas	0,92	0,79	0,90	0,60	0,18	0,23
f) Entradas muy suavizadas (r/D≥0,15)	0,96	0,88	0,95	0,27	0,08	0,10
g) Entrada circular abocinada	0,98	0,95	0,98	0,10	0,04	0,05
h) Entrada rectangular abocinada	0,97	0,91	0,93	0,20	0,07	0,16
i) Entrada proyectada hacia dentro	0,80	0,72	0,75	0,93	0,56	0,80

La figura 10-12 (B), muestra el factor de corrección que hay que aplicar a los valores dados por la figura 10-12 (A) para codos de otro ángulo distinto de 90°. El valor del

UDHCONECTA.COM

coeficiente de pérdida de carga K_b, para distintos valores de R_b/D se puede aplicar directamente a los conductos circulares; para conductos rectangulares, el valor D se toma como la altura de la sección en el plano del codo.

f) *Pérdidas de transición.*-Las pérdidas de carga en las expansiones o contracciones graduales de un conducto se pueden considerar en función del aumento o disminución de velocidad y variarán de acuerdo con la relación del cambio de sección y con la longitud de transición. En contracciones, la pérdida de carga h_c será, aproximadamente igual a $K_c[(v_2^2/2g)-(v_1^2/2g)]$, donde K_c, varía desde 0,1, para contracciones graduales, a 0,5, en contracciones bruscas. Cuando el ángulo de abocinamiento no excede del indicado en la sección 10.16 (b), el coeficiente de pérdida de carga se puede considerar igual a 0,1. Para ángulos mayores, el coeficiente se supone que varía linealmente hasta el valor máximo de 0,5 para una contracción de ángulo recto.

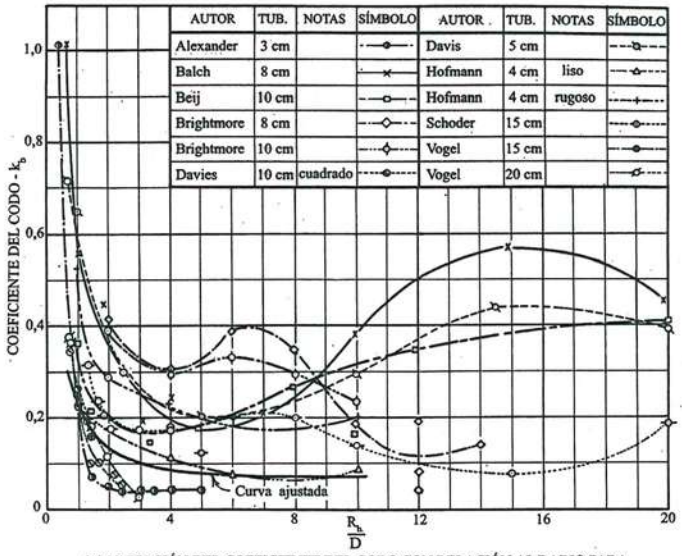
En expansiones, la pérdida de carga h_{ex} es aproximadamente igual a $K_e[(v_1^2/2g)-(v_2^2/2g)]$, donde el coeficiente de expansión K_{ex} es como sigue:

Ángulo α aboci.	2°	5°	10°	12°	15°	20°	25°	30°	40°	50°	60°
K_{ex} [1]	0,03	0,04	0,08	0,10	0,16	0,31	0,40	0,49	0,60	0,67	0,72
K_{ex} [4]	0,02	0,12	0,16	---	0,27	0,40	0,55	0,66	0,90	1,00	---

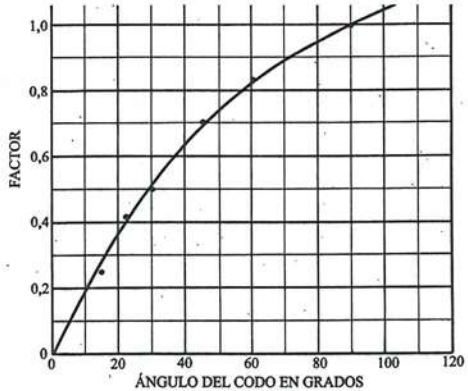
g) *Pérdidas en compuerta y en válvula.*-Se puede suponer que no existen pérdidas en una compuerta montada en la entrada de un conducto cuando está completamente abierta y no modifica las condiciones de entrada del caudal. Cuando una compuerta está montada en el lado de aguas arriba o de aguas abajo de una pared delgada, de tal manera que los lados y el fondo del chorro estén libres, pero la parte superior coaccionada, se pueden aplicar los coeficientes de pérdida de carga dados en la línea *b* de la tabla 10-1. Cuando la compuerta está montada en el conducto de manera que el fondo, los lados y el techo, tanto aguas arriba como aguas abajo, sean continuos con el orificio de la compuerta, sólo se necesitará considerar las pérdidas debidas a la ranura, para lo cual se puede adoptar un valor de K_g que no exceda a 0,1. Para compuertas parcialmente abiertas el coeficiente de pérdida de carga dependerá de la contracción; para aberturas pequeñas se acercará al valor 1,0 mostrado en la línea *b* de la tabla 10-1.

Para válvulas de compuerta completamente abiertas K_g es aproximadamente igual a 0,19. Igual que en las compuertas parcialmente abiertas los valores del coeficiente de pérdida de carga aumentarán al disminuir la apertura de la válvula. Los coeficientes de pérdida de carga, indicados para una válvula parcialmente abierta, son: 1,15 para una abertura de tres cuartos, 5,6 para la de un medio, y 24,0 para la de un cuarto. El valor medio de k_g, para válvulas de mariposa en posición completamente abierta, es aproximadamente 0,15, variando entre 0,1 y 0,5 según sea el grueso de la hoja de la compuerta en relación al área total. Las pérdidas en válvulas esféricas son despreciables.

h) *Pérdidas en salida.*-Cuando un conducto en carga desagua libremente, está sumergido, o guiado por una solera posterior no hay recuperación de la altura cinética. En estos casos, el coeficiente de pérdida de la altura de velocidad, K_V, es igual a 1,0. Por el contrario, si se dispone un tubo de desviación al final del conducto, se podrá recuperar una parte de la carga debida a la velocidad si el tubo se expande gradualmente y el extremo final del tubo está sumergido. El coeficiente de perdida de carga de velocidad se reducirá de 1,0 según el grado de carga de velocidad recuperada. Si a_1 es el área al comienzo del tubo de desviación y a_2 la del extremo final tendremos $K_v = (a_1/a_2)^2$.



(A) VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DEL CODO CON RELACIÓN AL RADIO PARA CODOS DE 90° DE SECCIÓN CIRCULAR, SEGÚN MEDIDAS DE DIVERSOS INVESTIGADORES



(B) FACTORES PARA CODOS DISTINTOS DE 90°

Figura 10-12.-Coeficientes de pérdidas en codos.

UNIVERSITAT DE LLEIDA BIBLIOTECA ETSEA

UDHCONECTA.COM

10.16. Formas de transición.

a) *Entradas.* Para reducir al mínimo las pérdidas de carga y evitar las zonas en donde se pueden desarrollar fenómenos de cavitación, la entrada a un conducto en carga debe de estar abocinada para efectuar en la corriente un cambio suave y gradual. Para obtener la mayor eficacia en la toma, la forma de la entrada debe ser igual que la que tiene un chorro que descarga en el aire. Como sucede en el caso del perfil de un vertedero, la forma de la entrada debe guiar y conducir el chorro, con una interferencia mínima, hasta que éste se haya reducido a las dimensiones del conducto. Si la curva de entrada es demasiado pronunciada, o demasiado corta, aparecen zonas con presiones inferiores a la atmosférica y se pueden desarrollar fenómenos de cavitación. Una entrada abocinada, que se ajuste o que fuerce ligeramente el perfil del chorro libre, será la de forma más idónea. Para una entrada circular este perfil puede ser, aproximadamente, la curva elíptica representada por la ecuación:

$$\frac{x^2}{(0{,}5D)^2}+\frac{y^2}{(0{,}15D)^2}=1 \qquad (14)$$

donde x e y son coordenadas referidas a un eje x-x, paralelo al eje del conducto, a una distancia 0,65 D de él, y el eje y-y, normal al anterior y a una distancia de 0,5 D aguas abajo de la boca de entrada. D, es el diámetro del conducto al final de la transición de entrada.

El chorro que sale de un orificio cuadrado o rectangular no se define tan fácilmente como el que sale del orificio circular; las curvas de solera y techo pueden diferir de las curvas de las paredes laterales en longitud y curvatura. En consecuencia, es más difícil determinar una transición que elimine las presiones inferiores a la atmosférica. Una curva elíptica de entrada, que tiende a minimizar los efectos de las presiones negativas, es la definida por la ecuación:

$$\frac{x^2}{D^2}+\frac{y^2}{(0{,}33D)^2}=1 \qquad (15)$$

donde, D, es la altura vertical del conducto, cuando se definen las curvas del fondo y la superficie, y es el ancho horizontal cuando se trata de las curvas laterales. Los ejes mayor y menor están posicionados del mismo modo que los indicados para el abocinamiento circular.

En una entrada rectangular, con la solera a la cota del fondo de aguas arriba y con pilares de guía curvados a ambos lados del orificio de entrada, las contracciones del fondo y de los laterales estarán suprimidas y tendrá lugar una contracción más brusca en la parte superior del orificio. En este caso, la curva de contracción superior está definida por la ecuación:

$$\frac{x^2}{D^2}+\frac{y^2}{(0{,}67D)^2}=1 \qquad (16)$$

donde D es la altura vertical del conducto aguas abajo de la entrada.

b) *Contracciones y expansiones.*-Para reducir las pérdidas de carga y evitar la tendencia a la cavitación a lo largo de la superficie del conducto las transiciones de contracción y expansión , en un conducto a presión, a un lado y a otro de las secciones de control deben ser graduales. En contracciones el ángulo máximo de convergencia no debe exceder del indicado por la ecuación:

$$tag\,\alpha=\frac{1}{U} \qquad (17)$$

donde:

α = ángulo de la superficie de las paredes del conducto con respecto a su eje.

U = un parámetro arbitrario $=v/\sqrt{gD}$

Los valores de v y D son la media de las velocidades y los diámetros del principio y final de la transición.

Las expansiones deben ser más graduales que las contracciones, por el peligro de que se produzca cavitación, si existen cambios bruscos de las paredes laterales. Además, según se ha indicado en la sección 10.15(f), los coeficientes de pérdida de carga de expansiones aumentan rápidamente en cuanto

el ángulo de abocinamiento excede de los 10°. Las expansiones deben basarse en la relación

$$tag\,\alpha=\frac{1}{2U} \qquad (18)$$

En instalaciones normales el ángulo de divergencia no debe ser exceder de 10°.

El criterio para establecer los ángulos máximos de contracción y expansión, en conductos parcialmente llenos, son los mismos que para el flujo en canal abierto (ver sec. 9.19b).

c) *Transiciones de salida.*-Cuando un conducto circular, parcialmente lleno, descarga con una rápida, la transición de la sección circular a otra con fondo plano se puede hacer en el canal de aguas abajo de la boca de salida del conducto. Por el contrario, la transición debe de hacerse en el conducto, de modo que el fondo ya sea plano en la boca de salida.

Se utilizan de forma común dos tipos de transición, el primer tipo se hace construyendo una línea recta de intersección entre los puntos a 45° de cada lado del fondo de la sección circular de aguas arriba hasta las esquinas del fondo plano en la parte de aguas abajo de la transición. El radio de curvatura entre el inicio del arco y la línea de intersección se incrementa desde el radio del conducto aguas arriba a un radio infinito a lo largo de las paredes verticales del tramo de aguas abajo. El radio de curvatura del fondo de la transición también se incrementa desde el radio del conducto en el extremo de aguas arriba a un radio infinito en el fondo plano del tramo de aguas abajo. La figura 10-13 muestra un ejemplo típico de este tipo de transición, incluyendo la tabla del conducto de transición. La distancia X en la figura 10-13 se refiere al abocinamiento desde el extremo de aguas arriba de la transición a la sección mas grande de aguas abajo, como en el caso de un cuenco amortiguador.

El segundo tipo de transición se hace disminuyendo gradualmente el radio de los cuadrantes de círculo en la mitad inferior de la tubería, desde su radio inicial en el extremo de aguas arriba de la transición hasta llegar a ser de radio cero en el fondo plano del extremo de aguas abajo.

En las transiciones comentadas anteriormente la parte alta del conducto permanece curvada. Estas transiciones deben cumplir el criterio de expansión incluido en la sección 10.16(b).

Para instalaciones normales la longitud de la transición es función de la velocidad de salida. Una regla empírica que da una transición satisfactoria es:

$$L\,(en\ metros)=\frac{v\,D}{1{,}52} \qquad (19)$$

donde:

v = velocidad de salida en metros por segundo, y

D = diámetro del conducto en metros.

Aguas abajo de un conducto con superficie libre las secciones de la rápida, incluyendo la transición al cuenco amortiguador, estarán regidas por el criterio del flujo en canal abierto. Las curvaturas de la solera y los ángulos máximos de abocinamiento se deben determinar por las ecuaciones (19) y (21), respectivamente, del capítulo 9. Para reducir la longitud de la zona en régimen de cauce abierto, desde la boca del conducto hasta el cuenco amortiguador, deben situarse el comienzo del abocinamiento y de la convexidad dentro del mismo conducto. Esta transición se puede combinar con la del perfil del fondo.

En algunos casos se han empleado, inmediatamente aguas abajo de la boca, dos rampas en forma de silla de montar para dar lugar a un ensanchamiento más rápido del canal antes de que llegue al cuenco. No existe un criterio fijo para el proyecto de estos dispositivos, cuyos detalles se determinan por ensayos en modelo reducido. Algunas desventajas inherentes a estos tipos son (1) se debe tener un cuidado especial en evitar que la rampa tenga una altura tal que se pueda producir un resalto hidráulico dentro del

UDHCONECTA.COM

conducto, (2) la solera de la rampa debe hacerse lo suficientemente robusta para soportar las fuertes presiones dinámicas resultantes del choque del agua sobre la zona ascendente del dispositivo vertedero, (3) durante los períodos en que no haya caudal en el conducto se formará un estanque, que puede helarse durante el invierno a menos que se dispongan los drenes necesarios y (4) el acceso al conducto de aguas abajo es difícil, a no ser que se haya previsto un drenaje adecuado. Según sean las condiciones de aguas abajo será necesario o no un bombeo para conseguir este drenaje.

10.17. Estructuras terminales.

(a) *Generalidades.* Los dientes de amortiguación, los cuencos de amortiguación y los resaltos se suelen usar junto a los aliviaderos. Sin embargo los resaltos y los cuencos también se usan a menudo para disipar energía de las descargas de los desagües. El diseño hidráulico de estas estructuras se analiza en el apartado E del capítulo 9. Los dispositivos amortiguadores, empleados más a menudo en los desagües que en los aliviaderos, son el cuenco amortiguador por inmersión del chorro libre y el pozo amortiguador. El diseño hidráulico de estas estructuras se estudia en este apartado.

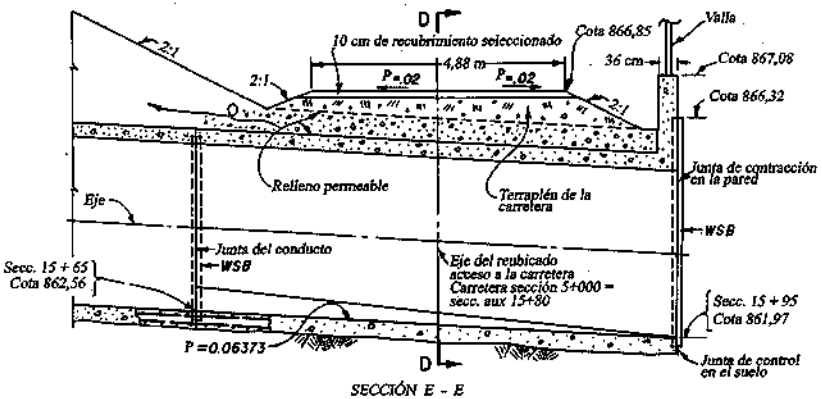
Para evaluar la energía que debe de ser eliminada por el elemento de disipación, deben de minimizarse las pérdidas en el desagüe, tal y como se indica en los apartados 10.13 y 10.15(b). La energía específica inmediatamente aguas abajo de la compuerta o de las válvulas de control será igual a la altura de la velocidad de salida basándose en la pérdidas mínimas a través del sistema en presión, tal y como se mide en la superficie del agua en la salida. Si las energías específicas no se han calculado, los calados aproximados del cuenco pueden obtenerse de la figura 9-43 como se indica en el apartado 9.21(d).

(b) *Cuenco amortiguador de impacto.*-Este tipo de disipador de energía [5] es un elemento efectivo que no depende del nivel de agua aguas abajo. La capacidad de un cuenco amortiguador de impacto está limitada por el diseño de la estructura a una velocidad de entrada de 15 m/s. Este cuenco puede ser usado con una entrada en lámina libre o con un conducto cerrado. Se ha comprobado que el diseño mostrado en la figura 10-14 es efectivo para descargas hasta de de 11 m^3/s. Para caudales superiores se pueden colocar varios cuencos en paralelo.

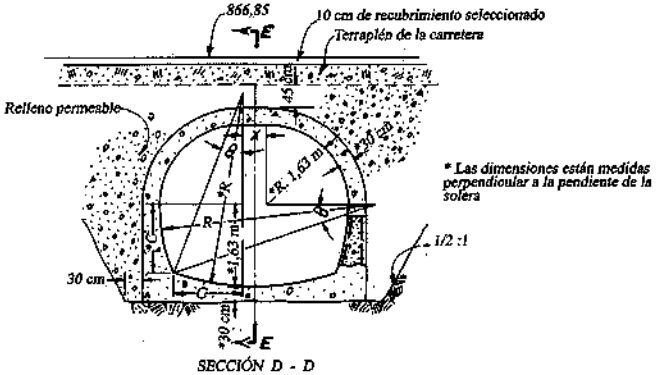
La disipación se logra por impacto del chorro contra un diente vertical suspendido y por los remolinos formados con el cambio de dirección del chorro después de que éste choque contra el diente. El mejor comportamiento hidráulico se consigue cuando el nivel de la altura del agua aguas abajo se aproxima, pero no excede, la mitad de la altura del diente. Para un funcionamiento correcto la base del diente se debe situar a la misma altura que la solera del canal o tubería de entrada.

La disposición general y dimensiones del cuenco, incluyendo la escollera, se muestran en la figura 10-14. La figura 10-15 muestra un cuenco amortiguador con inmersión del chorro funcionando a una capacidad aproximada del 80 por ciento de su diseño. Este tipo de cuenco está sujeto a grandes fuerzas dinámicas y turbulencia, que deben de ser consideradas en el proyecto de la estructura. La estructura debe de hacerse lo suficientemente estable para resistir el deslizamiento provocado por la carga de impacto sobre el muro del diente. Toda la estructura debe resistir las severas vibraciones inherentes a este tipo de elemento y los elementos de la estructura deben de ser suficientemente fuertes para resistir las grandes cargas dinámicas.

La escollera debe de colocarse a lo largo del fondo y en los laterales adyacentes a la estructura para evitar la erosión del canal de salida aguas abajo del final del cuenco cuando haya un nivel de aguas abajo pequeño. Unos muros en aleta a 45° pueden ser efectivos para reducir la erosión y la concentración de caudal aguas abajo.



SECCIÓN E - E
CONDUCTO Y TRANSICIÓN



SECCIÓN D - D

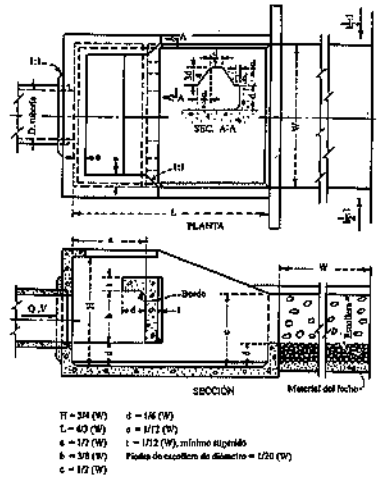
Secc.	θ	R	C	X
15+65	45°	1,63 m	1,16 m	0 m
+67	41°31'45"	1,79 "	1,19 "	0,07 "
+69	37°59'10"	1,98 "	1,22 "	0,14 "
+71	34°33'21"	2,20 "	1,25 "	0,20 "
+73	31°13'39"	2,47 "	1,28 "	0,27 "
+75	27°59'30"	2,79 "	1,31 "	0,34 "
+77	24°51'12"	3,20 "	1,34 "	0,40 "
+79	21°47'56"	3,70 "	1,37 "	0,47 "

Secc.	θ	R	C	X
15+81	18°49'53"	4,35 m	1,40 m	0,54 m
+83	15°56'38"	5,23 "	1,44 "	0,61 "
+85	13° 7' 42"	6,47 "	1,47 "	0,68 "
+87	10°23'18"	8,33 "	1,50 "	0,75 "
+89	7°42'48"	11,44"	1,53 "	0,82 "
+91	5° 6'22"	17,62"	1,57 "	0,89 "
+93	2°33'32"	35,89"	1,60 "	0,95 "
+95	0°	——	1,64 "	1,02 "

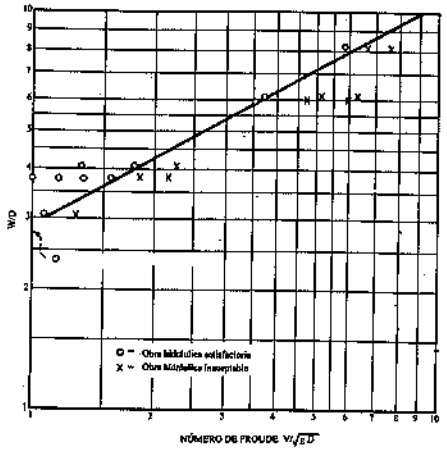
TABLA DEL CONDUCTO DE TRANSICIÓN
LAS ESTACIONES ESTÁN A LA INVERSA

Figura 10-13.- Conducto de transición típico 288-D-2809

UDHCONECTA.COM



DISEÑO DEL CUENCO AMORTIGUADOR



DISEÑO DEL ANCHO DEL CUENCO

NOTAS:
W es la anchura interior del cuenco
D representa la profundidad del chorro que entra en el cuenco y es la raíz cuadrada del área del chorro
V es la velocidad del chorro entrante

Figura 10-14.- Criterio de dimensionamiento para cuenco de amortiguación de impacto 288-D-2436

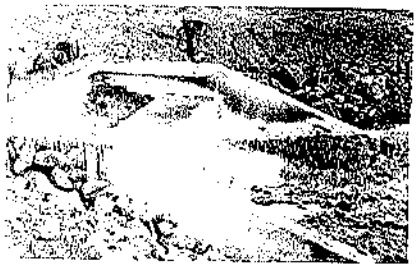


Figura 10-15.- Cuenco de amortiguación de impacto en funcionamiento 288-D-2905.

c) *Pozos amortiguadores.*-Cuando el desagüe termina en una tubería sumergida, a veces se utiliza un pozo amortiguador para dispar la energía del caudal. Su tamaño se basa generalmente en la onda que se permite en el canal de aguas abajo. Esta estructura consiste en un pozo vertical lleno de agua en el que la disipación se logra por turbulencia y difusión del agua en el pozo. El flujo de entrada puede dirigirse horizontalmente en el pozo cerca del fondo, como se muestra en la figura 10-16, o puede ser dirigido verticalmente hacia abajo en el fondo por medio de una tubería, como se ilustra en la figura 10-17. En ambos casos el flujo se eleva y emerge en la parte superior del pozo.

Las dimensiones del pozo y el criterio de funcionamiento de los dos ejemplos ilustrados se establecieron en modelos físicos. Se han desarrollado diseños generales de pozos de amortiguación usando una válvula de manga estándar o una válvula de manga de múltiples chorros, como se muestra en la figura 10-17, [6,7]. El área neta del pozo se suele elegir limitando la velocidad media de elevación entre 0,3 y 0,9 m/s, la profundidad total del pozo debe ser determinada por la energía del flujo de entrada y por la efectividad de los bloque difusores y los deflectores incorporados en los lados y esquinas del pozo. Para evitar la cavitación y los daños por abrasión en el pozo de amortiguación, normalmente se necesita un recubrimiento de acero en el fondo y los laterales próximos a éste. Los cuencos con criterios similares pueden ser construidos a partir de los mostrados en las figuras. Los cuencos con condiciones muy diferentes deben ser ensayados en modelo físico.

10.18. Ejemplos de proyectos.

Para ilustrar los procedimientos utilizados para el proyecto hidráulico de los desagües, se presentan a continuación dos ejemplos:

(a) *Ejemplo 1.*-El problema consiste en calcular la curva de caudales para el desagüe de la presa McPhee, que se muestra en la figura 10.5, y comprobar el cuenco amortiguador en la condición de máximo caudal. La solución es la siguiente:

En primer lugar se determinan los coeficientes totales de pérdida para las supuestas pérdidas máximas y mínimas con el fin de relacionarlos con los coeficientes de pérdida de cada componentes de la zona de aguas arriba del túnel. Estas hipótesis y cálculos está incluidos en la tabla 10.2

De la ecuación (8), para las condiciones de pérdidas máximas:

$$Q = 29{,}2\sqrt{\frac{19{,}6\,H_T}{56{,}42}} = 17{,}2\sqrt{H_T} \quad (Q \text{ en m}^3/\text{s})$$

Si se determina el valor de H_T puede calcularse una curva de descarga para la relación anterior. Dado que el chorro sale de la apertura de la compuerta, H_T se mide desde la superficie del agua del embalse a la parte superior del chorro. Para caudales bajos, se asume que hay un aliviadero de control en la toma y $Q = CLH^{3/2}$. El coeficiente de descarga C, se suele considerar de valor 1,66 para la longitud de coronación L.

El calado justo aguas abajo de la apertura de las compuertas rectangulares puede ser estimado usando coeficiente de descarga para compuertas, en las que en este caso, es una medida aproximada de la contracción superior. El calado aproximado será, por lo tanto, 0,96 multiplicado por la altura de las compuertas 1,83 m (6 pies) es 1,76 m (5,8 pies).

UDHCONECTA.COM

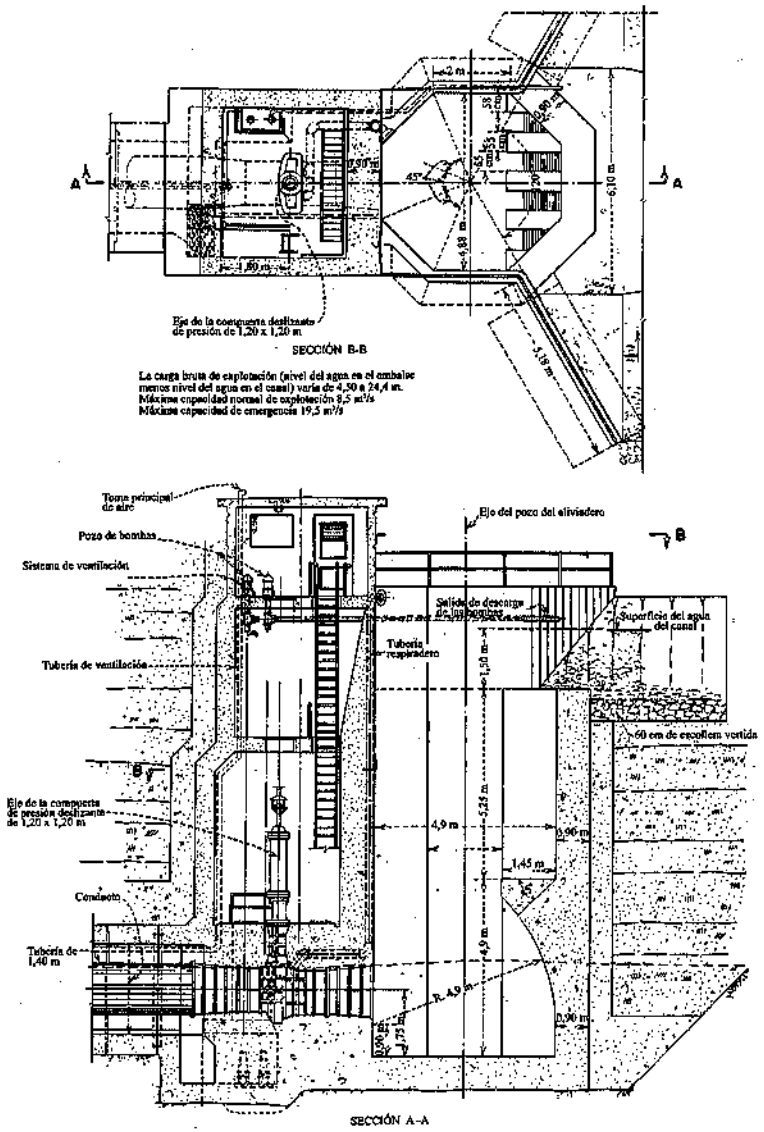


Figura 10-16.- Instalación de disipación de energía con pozo amortiguador. Presa de Trenton, Nebraska. 288-D-2535.

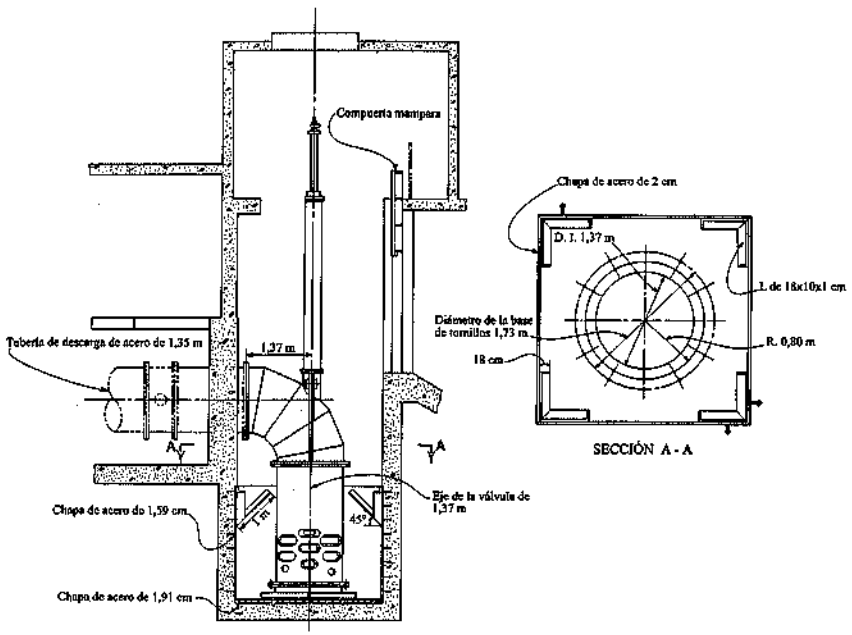


Figura 10-17.- Pozo de amortiguación para disipación de energía con válvula de manga de 137 cm. 103-D-1838.

Los valores de H_T se calculan restando el desnivel desde la parte superior del chorro a la superficie del agua del embalse. Para la máxima elevación de la superficie del embalse de 2111,65 metros (6928 pies), H_T=2111,65–(2033,32+1,76)=76,57m (H_T= 6928.0–(6671.0 +5.8) = 251.2 pies). Para las pérdidas máximas la correspondiente descarga es $Q = 17{,}2\sqrt{76{,}57}$ = 150,5 m³/s. Esta descarga calculada para pérdidas máximas se corresponde con la capacidad de desagüe al río de 141,6 m³/s; por lo que cuando el sistema fluye en presión puede considerarse que cumple los requisitos de diseño hidráulico. Con la condición de pérdidas mínimas:

$$Q = 29{,}2\sqrt{\frac{19{,}6\,H_T}{53{,}73}} = 17{,}64\sqrt{H_T}$$

$$= 17{,}64\sqrt{76{,}57} = 154{,}3 \ \ m^3/s$$

Esta descarga debe ser utilizada para calcular el diseño del cuenco amortiguador

Para analizar la parte del río aguas abajo del desagüe, deben determinarse el gradiente hidráulico inmediatamente debajo de las compuertas para las pérdidas máximas y mínimas.

Para las pérdidas máximas la descarga es igual a 150,5 m³/s para una cota de la superficie del agua en el embalse 2111,65 metros. El área total de los chorros aguas abajo de las compuertas de regulación es 2(1,22)1,77=4,31 m². La velocidad en la sección contraída aguas abajo de las compuertas es, por lo tanto 150,5/4,31=34,9 m/s. ,y la altura de velocidad

UDHCONECTA.COM

es 62,18 m. Esto proporciona un gradiente en el centro de las compuertas de 2034,24+62,18 =2096,42 m. Para el túnel aguas abajo en lámina libre de 6,1 m (20 pies) de ancho, asumiendo una pérdida por la transición de $0{,}2\Delta h_v$, el calado calculado es 0,86 m (2,82 pies), la altura de velocidad es 62,33 m (204,5 pies. El gradiente hidráulico se calcula a la cota 2096,17m (6877,2 pies).

Para pérdidas mínimas la descarga es igual a 154,3 m^3/s a la cota 2111,65 m (6928,0 pies).

Tabla 10.2.-Cálculo del coeficiente total de pérdidas. Ejemplo[1]

Elemento	Área (m^2)	$(a_t/a_x)^2$	Tipo de pérdida	Símbolo pérdida	Máximas perdidas[1] Coeficiente de pérdida	Máximas perdidas[1] $(a_t/a_x)^2$ nº de veces	Mínimas perdidas Coeficiente de pérdida	Mínimas perdidas $(a_t/a_x)^2$ nº de veces
Rejilla	[1]Bruto 230 neto 191	0,02	Rejilla	[2]K_t	0,55	0,01	0,00	0,00
Entrada	77,8	0,14	Entrada	K_e	0,20	0,03	0,20	0,03
	77,8	0,14	Fricción	[3]K_f	0,004		0,001	
	77,8	0,14	Contracción	K_c	0,10	-0,01	0,10	-0,01
Transición	37,2	0,62	Contracción	K_c	0,10	0,06	0,10	0,06
	37,2	0,62	Fricción	[3]K_f	0,015	0,01	0,006	0,00
	37,2	0,62	Contracción	K_c	0,10	-0,06	0,10	-0,06
Túnel aguas arriba	29,2	1.0	Contracción	K_c	0,10	0,10	0,10	0,10
	29,2	1.0	Fricción	[3]K_f	0,46	0,46	0,17	0,17
	29,2	1.0	Codo 30°	[4]K_b	0,07	0,07	0,07	0,07
	29,2	1.0	Expansión	K_{ex}	0,20	0,20	0,20	0,20
Transición	33,2	0,77	Expansión	K_{ex}	0,20	-0,15	0,20	-0,15
	33,2	0,77	Fricción	[3]K_f	0,009	0,01	0,003	0,00
	14,9	3,86	Entrada	K_e	0,20	0,77	0,20	0,77
	14,9	3,86	Fricción	[3]K_f	0,010	0,04	0,004	0,02
	14,9	3,86	Contracción	K_c	0,10	-0,39	0,10	-0,39
Compuerta	4,5	42,85	Contracción	K_c	0,10	4,28	0,10	4,28
	4,5	42,85	Fricción	[3]K_f	0,10	4,28	0,045	1,93
	4,5	42,85	Compuerta	[5]K_g	0,09	3,86	0,09	3,86
	4,5	42,85	Salida	K_v	1,00	42,85	1,00	42,85
		Coeficiente de pérdida total		K_L		56,42		53,73

[1] a_t = área del túnel; a_x = área del un elemento.

[2] De la ecuación (11), para pérdidas máximas K_t=0,55 (supuesto); para pérdidas mínimas, perdidas despreciables

[3] Pérdidas por fricción $K_f = 19{,}6(L/r^{4/3})$:

a. 9,45m x 8,23 m, r = 2,2 m , L = 3,05 m, K_f=0,004 (n=0,013), K_f=0,001 (n=0,008)
b. 6,1m X 6,1 m, r = 1,52 m , L = 7,77 m, K_f=0,015 (n=0,013), K_f=0,006 (n=0,008)
c. 6,1 m de diámetro r = 1,22 m , L = 243,84 m, K_f=0,46 (n=0,013), K_f=0,17 (n=0,008)
d. 6,1 m de diámetro (sección herradura) r = 1,52 m , L = 4,72 m, K_f=0,009 (n=0,013), K_f=0,0037 (n=0,008)
e. 2 – 2,44 m X 3,05 m, r = 0,68 m , L = 1,82 m, K_f=0,010 (n=0,013), K_f=0,004 (n=0,008)
f. 2 – 1,22 m X 1,82 m, r = 0,366 m , L = 9,3 m, K_f=0,10 (n=0,012), K_f=0,045 (n=0,008)

[4] De la figura 10-12, para R_b/D= 2,0:

[5] Para C_d=0,96, Nótese que cuando ambas compuertas están abiertas, la compuerta aguas abajo no se sumergirá debido a la concentración de la corriente a través de la compuerta aguas arriba, en consecuencia, no afectará al flujo.

Tabla 10.3.-Cálculo hidráulico para la parte de túnel en lámina libre -ejemplo 1 (mínimas pérdidas)[1]

Sección	ΔL	Tanteo d	Ancho	a	v	h_v	r	[2]s	$(s_1+s_2)/2$	$\sum h_L$	El fondo	El fondo $+d+h_v$	EGL- $\sum h_L$
20+34,5		0,86	6,10	4,31	35,81	65,29	0,55	0,1819		0,00	2032,99	2099,85	2099,16
22+00	50,44	0,91	6,10	4,61	33,50	57,18	0,58	0,1482	0,1651	8,32	2032,71	2091,49	2090,81
24+00	60,96	0,97	6,10	4,96	31,12	49,38	0,62	0,1783	0,1333	8,11	2032,38	2083,38	2082,70
26+00	60,96	1,02	6,10	5,30	29,08	43,13	0,65	0,0961	0,1072	6,52	2032,04	2076,86	2076,15
28+00	60,96	1,08	6,10	5,65	27,34	38,04	0,68	0,0795	0,0878	5,36	2031,67	2071,49	2070,81
29+71	52,12	0,59	6,10	5,36	28,77	42,18	0,52	0,1266	0,103	5,36	2022,65	2066,12	2065,45

[1] n = 0,008; Q = 154,3 m^3/s (5450 $pies^3/s$)

[2] $s=h_f/L=19{,}8(n^2v^2/2gr^{4/3})$:

Tabla 10.4.-Cálculo hidráulico para la parte de túnel en lámina libre -ejemplo 1 (máximas pérdidas)[1]

Sección	ΔL	Tanteo d	Ancho	a	v	h_v	r	[2]s	$(s_1+s_2)/2$	$\sum h_L$	El fondo	El fondo $+d+h_v$	EGL- $\sum h_L$
0,00		0,86	6,10	4.31	34.99	62.33	0.55	0.4584			2032,99	2096.17	2096.17
8,32	50,44	0,99	6,10	5.12	29.44	44.14	0.63	.2696	0.3640	18.35	2032,71	2077.82	2077.82
8,11	60,96	1,15	6,10	6.09	24.75	31.21	0.72	.1594	.2145	13.08	2032,38	2064.75	2064.75
6,52	60,96	1,31	6,10	7.04	21.43	23.38	0.80	.1033	.1313	8.02	2032,04	2056.73	2056.73
5,36	60,96	1,46	6,10	7.97	18.93	18.23	0.88	.0715	.0874	5.33	2031,67	2051.40	2051.40
5,36	21,49	1,35	6,10	8.22	18.35	17.13	0.94	.0621	.0668	1.43	2022,65	2049.96	2049.96

[1] n = 0,008; Q = 150,5 m3/s (5325 $pies^3/s$)

[2] $s=h_f/L=19{,}8(n^2v^2/2gr^{4/3})$:

Utilizando el mismo procedimiento anterior el gradiente hidráulico inicial del caudal en lámina libre del túnel se encuentra a la cota 2099,13 m (6886,9 pies) con un calado de 0,86 metros (2,82 pies).

El paso siguiente es calcular los perfiles de la superficie del agua en el túnel en lámina libre aguas abajo. Aquí de nuevo hay que maximizar y minimizar las pruebas en la salida de aguas abajo. Los cálculos pueden ser tabulados como se muestran en las tablas 10-3 y 10-4 (para el procedimiento, ver apartado 9.18).

Para el diseño del cuenco amortiguador d_1= 0,59 metros (1,92 pies) y v_1= 28,8 m/s (94,6 pies/s como se calcula en la tabla 10-3. Por otra parte de la ecuación (49) del apéndice B:

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2v_1^2 d_1}{g}} = 9{,}66\ m$$

La cota necesaria del nivel de aguas abajo del agua es 2022,65+9,66=2032,31 m (6636,0 +31,7=6667,7 pies), que es muy parecida a la cota actual del nivel de aguas abajo de 2032,41 m (6668,0 pies). La longitud del cuenco, para $F_1 = \sqrt{g/d_1} = 12{,}0$ debería ser, según la figura 9-42, 4,25 d_2 = 4,25 (9,66) = 41,1 m (134,7 pies). La longitud actual del cuenco es 40,84 m (134 pies). De la tabla 10-4 el calado indicado a la salida aguas abajo para el máximo de perdida es solo 1,35 m (4,43 pies), que debería de proporcionar suficiente espacio de aire para impedir el taponamiento por salpicaduras y ondas. El diseño de la zona en lámina libre del túnel y el cuenco amortiguador, son por lo tanto satisfactorios.

(b) *Ejemplo 2.-* El problema es diseñar un sistema de desagüe similar en planta al mostrado en la figura 10-3 de la presa

UDHCONECTA.COM

Stateline, capaz de descargar 15 m^3/s (50 $pies^3/s$) con una altura de embalse de 30 metros (100,0 pies). La parte superior de la compuerta de regulación aguas abajo está 16,76 metros (55,0 pies) por encima del máximo nivel del agua aguas abajo. El umbral de la toma está 21,34 metros (70,0 pies) sobre el nivel del aterramiento de 100 años. La longitud del conducto en presión aguas arriba de la compuerta es de 91,44 metros (300 pies), incluyendo la longitud vertical y la del codo en la toma. La longitud de la tubería de presión aguas abajo es de 76,2 metros (250 pies), incluyendo la longitud de las transiciones:

Primero, un calculo aproximado del tamaño del sistema se puede obtener estimando las pérdidas totales y la altura de velocidad con un control aguas abajo de *4* h_v. Por lo tanto, se necesita un diámetro medio de 1,49 metros a lo largo de toda la longitud de 167,64 metros (550 pies) para la carga disponible de 13,71 metros (45 pies) Para el tamaño medio indicado debe considerarse una compuerta de regulación de 1,22 por 1,22 metros (4 x 4 pies). Asumiendo que el coeficiente de descarga de la compuerta de regulación es 0,96, entonces $K_g=(1/C^2)-1=0,09$. La carga necesaria para desaguar 14,16 m^3/s (500 $pies^3/s$) será:

$$h_g = \frac{(1+k_g)}{2g}\left(\frac{Q}{a}\right)^2 = \frac{1,09}{19,6}\left(\frac{14,16}{1,486}\right)^2 = 5,02\ m$$

Esto dejará 8,69 metros (28,5 pies) para otras pérdidas.

A continuación, calcular el tamaño de la tubería aguas abajo de la cámara de válvulas. Se podría usar un área aproximadamente de 1,1 veces el área de la compuerta de regulación con un diámetro de 1,42 m. La pérdida a lo largo de la longitud de 76,2 metros (250 pies) será, de la ecuación (10):

$$h_f = 19,6\frac{n^2}{r^{4/3}}\left(\frac{L}{2g}\right)\left(\frac{Q}{a}\right)^2$$

$$= 19,6\frac{(0,012)^2}{0,356^{4/3}}\left(\frac{76,2}{2(9,8)}\right)\left(\frac{14,16}{1,589}\right)^2 = 3,44\ m$$

para un n de 0,012. Esta pérdida mas la carga necesaria por la compuerta de regulación dejarán 5,24 metros (17,2 pies) para las pérdidas de aguas arriba y otras pérdidas.

Lo siguiente es seleccionar el tamaño del conducto aguas arriba de la tubería. Asumiendo una compuerta de 1,22 por 1,52 metros (4 x 5 pies), podría utilizarse un conducto de 1,68 metros (5,5 pies) de diámetro. Suponiendo que no se necesita un recubrimiento de acero, las pérdidas a lo largo de los 91,44 metros (300 pies) de longitud con un n de 0,014 es

$$h_f = 19,6\frac{(0,014)^2}{0,421^{4/3}}\left(\frac{91,44}{2(9,8)}\right)\left(\frac{14,16}{2,207}\right)^2 = 2,35\ m$$

Esta pérdida mas las pérdidas de la tubería y de la compuerta de regulación son 3,44 m (11,3 pies) y 5,03 m (16,5 pies) respectivamente, siendo un total de 10,97 m (36 pies), dejan 2,74 m (9 pies) para otras pérdidas, esto parece suficientemente razonable para confirmar el cálculo.

Entonces asumiendo que el diámetro de la tubería aguas arriba es de 1,68 metros (5,5 pies), la compuerta es de 1,22 por 1,52 metros (4 x 5 pies) y el diámetro de la tubería aguas abajo de 1,42 metros (56 pulgadas) y la compuerta de regulación de 1,22 por 1,22 metros (4 x 4 pies) puede hacerse un análisis detallado de las pérdidas. Las pérdidas se basarán en los coeficientes de pérdidas máximas como se comentó anteriormente. La tabla 10-5 muestra los resultados.

Para K_L =2,91, de la ecuación (8):

$$Q = a_1\sqrt{\frac{2gH_T}{K_L}}$$

$$1,589\sqrt{\frac{2(9,8)H_T}{2,91}} = 4,124\sqrt{H_T}$$

o para una carga de 13,72 metros (45 pies) Q= 15,27 m^3/s (539 $pies^3/s$). Este valor es ligeramente superior a los requisitos del proyecto, por lo que uno o varios de los elementos pueden reducirse para aumentar la

pérdida de carga total. Si el tamaño de la tubería aguas abajo se reduce a 1,37 metros el área denominada como 1 en la tabla 10-5 cambiará de 1,589 a 1,477 m^2 (17,1 a 15,9 $pies^2$) y el coeficiente de pérdidas para el elemento j se incrementará a 0,90. Recalculando los otros elementos el valor total de K_L es de 2,68 Entonces,

$$Q = 1,477\sqrt{\frac{2(9,8)H_T}{2,68}} = 3,994\sqrt{H_T}$$

o para una carga de 13,72 metros (45 pies) Q= 14,79 m^3/s (522 $pies^3/s$).

El sistema completo de desagüe debería comprobarse para confirmar que se cumplen los requisitos de evacuación del embalse. El conducto aguas arriba puede necesitar que se redimensione para evacuar un caudal para una carga específica. Una vez que el desagüe haya sido diseñado el cuenco debe diseñarse para la carga máxima posible usando la máxima altura y las mínimas pérdidas en el sistema.

Tabla 10.5.-Cálculo del coeficiente total de pérdidas. Ejemplo[2]

Elemento	Subíndice designación zona	Área (m^2)	$(a_1/a_x)^2$	Apartado	Tipo de pérdida	Símbolo pérdida	Coeficiente de pérdida	$(a_1/a_x)^2$ nº de veces
Rejilla	6	[1]Bruto 27,9 neto 11,6	0,02	(a)	Rejilla	[3]K_l	1,09	0,02
Entrada	5	2,2	0,52	(b)	Entrada	[4]K_e	0,10	0,05
Conducto aguas arriba	4	2,2	0,52	(c)	Fondo	[5]K_b	0,14	0,07
		2,2	0,52	(d)	Fricción	[6]K_f	1,12	0,58
		2,2	0,52	(e)	Contracción	K_c	0,10	-0,05
Cámara de compuertas	3	1,9	0,73	(f)	Contracción	K_c	0,10	0,07
		1,9	0,73	(g)	Compuerta	K_g	0,05	0,04
		1,9	0,73	(h)	Contracción	K_c	0,10	-0,07
Tubería aguas abajo	1	1,6	1,0	(i)	Contracción	K_c	0,10	0,10
		1,6	1,0	(j)	Fricción	[7]K_f	0,85	0,85
		1,6	1,0	(k)	Contracción	K_c	0,10	-0,10
Compuerta de regulación	2	1,5	1,14	(l)	Contracción	K_c	0,10	0,11
		1,5	1,14	(m)	Compuerta	K_g	0,09	0,10
		1,5	1,14	(n)	Salida	K_v	1,00	1,14
					Coeficiente de pérdida total	K_L		2,91

[1] a_1 = área de la tubería aguas abajo; a_x = área del un elemento.

[2] Asumiendo el diseño de las rejillas para la velocidad de 0,6 m/s (2 pies/s) y 50 por ciento de obstrucción; el área total= área neta x 1,2 = 27,9 m^2 (300 $pies^2$).

[3] $K_l = 1,45 - 0,45\frac{11,6}{27,9} - \left(\frac{11,6}{27,9}\right)^2 = 1,09$ de la ecuación (11)

[4] De la tabla 10-1, apartado g

[5] De la figura10-12, para R_b/D= 2, 90º de codo.

[6] Para D= 1,68 m (5,5 pies) y n=0,014, de la ecuación (10):
$K_f = 19,8(n^2L/r^{4/3}) = 19,8[(0,014)^2 91,44/(0,42)^{4/3}] = 1,12$

[7] Para D= 142 cm (56 pulgadas) y n=0,012, de la ecuación (10):
$K_f = 19,8(n^2L/r^{4/3}) = 19,8[(0,012)^2 76,2/(0,357)^{4/3}] = 0,85$

UDHCONECTA.COM

D. DETALLES ESTRUCTURALES DEL PROYECTO

10.19. Generalidades.

Los mismos tipos de estructuras pueden utilizarse en los aliviaderos o en los desagües. En los aliviaderos se utilizan los cauces abiertos, más a menudo que en los desagües, razón por la cual los detalles de canales se han estudiado en la parte G del capítulo 9. Los detalles del proyecto de muros, revestimientos de canales y soleras, que se estudian para el caso de aliviaderos en el capítulo 9, son aplicables también cuando se trata de un desagüe. Por otra parte las obras de arranque de un desagüe en canal son similares a la estructura de la coronación de un aliviadero con compuertas en lo que respecta a los detalles del proyecto.

Por el contrario, los conductos cerrados se utilizan más frecuentemente para desagües que para aliviaderos, y aunque los detalles son los mismos para ambos casos, se ha preferido por esa razón incluirlos en este capítulo. Sin embargo estos detalles de proyecto son los mismos en ambos casos.

Un conducto cerrado puede estar formado por una conducción enterrada construida "in situ", una tubería prefabricada o por un túnel perforado en uno de los estribos. El conducto de un aliviadero, en la mayoría de los casos, es de superficie libre, mientras que el de un desagüe puede ser forzado en toda su longitud o en una parte de ella. La seguridad de las presas de tierra y de escollera depende en gran parte de la estabilidad del aliviadero y del desagüe, especialmente cuando estos conductos pasan a través del terraplén de la presa. En aquellos casos en los que todo el conducto o parte de él está sometido a la presión interna debida a la carga de agua del embalse, cualquier fuga o fallo del conducto puede dar lugar a grietas en la presa, que gradualmente se irán haciendo mayores, hasta dar como resultado la destrucción parcial o total de la obra. También existe el peligro de filtración a lo largo de la superficie de contacto entre el conducto y el material de la presa, lo que puede producir daños importantes. Un tercer peligro es la posibilidad del colapso estructural del conducto, lo que ocasionaría, casi con entera seguridad, la destrucción completa de una presa de tierra. Todos estos peligros enfatizan la importancia de utilizar materiales duraderos, métodos de cálculo conservadores, detalles de proyecto adecuados y métodos constructivos que garanticen la seguridad de la estructura.

Volver a colocar un conducto a través de una presa de tierra o de escollera es, generalmente, difícil y caro. Sin embargo esa operación, puede evitarse utilizando materiales duraderos, tales como la fundición para tuberías de pequeño tamaño y conductos de hormigón armado, fabricado "in situ", o tuberías de hormigón prefabricado para dimensiones mayores. Las juntas de los conductos deben ser estancas para prevenir las fugas al terreno que las rodea; cuando se hormigonan "in situ", se sellan con cubrejuntas; y en las tuberías de hormigón prefabricadas se utilizan además arandelas de goma.

Cuando el desagüe consiste en una tubería prefabricada ya sea de hormigón armado, fundición o acero, los métodos de colocación de la tubería y del relleno deben ser tales que la aseguren lo más posible contra cualquier asiento diferencial y proporcionen además una distribución uniforme de la carga sobre el cimiento. Al rellenar, hay que tener mucho cuidado en asegurar un contacto íntimo entre el relleno y la superficie del conducto, obteniendo al mismo tiempo la densidad adecuada del material de relleno (Ver sección E-4). Esta precaución es importante no sólo para prevenir la filtración a lo largo del conducto, sino para asegurarse de que el relleno comprime lateralmente el conducto previniendo las tensiones excesivas que pudieran producirse.

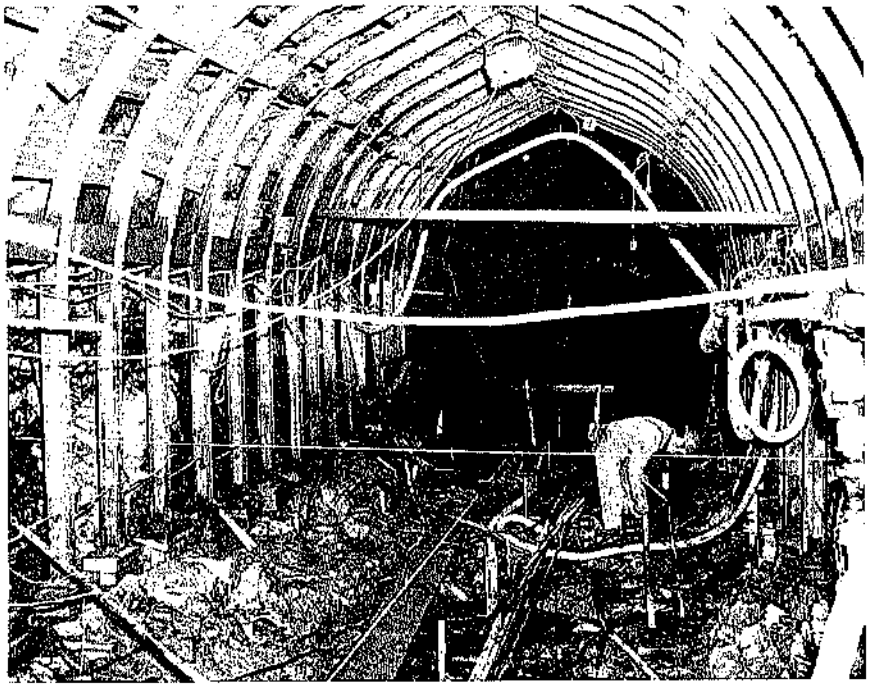


Figura 10-18.- Soportes típicos de un túnel de desagüe. Presa de Rnedi, Colorado P382-706-699NA.

En el caso que el desagüe consista en una tubería de hormigón armado prefabricado, o metálica, se debe asentar cuidadosamente sobre un buen cimiento y apoyarla sobre una base de hormigón, como se muestra en la figura C-2. El lecho de hormigón no solamente ayuda a distribuir la carga del conducto sobre el cimiento, sino que también es una garantía contra las zonas mal compactadas y con huecos, que puedan quedar bajo la tubería, que facilitarían la filtración a lo largo de la superficie de apoyo del conducto. Los huecos o la mala compactación de los materiales impermeables en la solera de las tuberías han sido la causa de numerosos fallos de presas de tierra de poca altura. Se debe huir de la solución de apoyar las tuberías solamente sobre dados o anillos sin solera continua de hormigón, porque las fuertes reacciones del terreno en el punto de apoyo producirán en la tubería una distribución de tensiones muy desigual. Además, si el cimiento cede entre dos dados y el conducto queda colgado, se deformará y se producirán grietas. Si el conducto es suficientemente resistente para aguantar la carga del relleno, la solera se consolidará dejando huecos que permitirán el paso libre del agua.

Los detalles de proyecto de los conductos enterrados se estudian en la sección 10.21.

UDHCONECTA.COM

10.20. Detalles de un túnel.

El revestimiento de una conducción en túnel se realiza por razones hidráulicas y estructurales. La superficie lisa reduce el rozamiento y permite un diámetro de túnel más pequeño para una capacidad dada. El revestimiento también se utiliza para prevenir la saturación del terreno adyacente por filtración. Desde el punto de vista estructural para evitar el desmoronamiento o la deformación del terreno.

El espesor del revestimiento, necesario para formar una superficie lisa o para reducir las fugas, debe ser el mínimo que impida la fisuración por expansión o contracción debido a cambios de temperatura. Para un revestimiento ordinario en terreno razonablemente estable y cuando es necesario un soporte mínimo del túnel, se utiliza un espesor de revestimiento medio que varia entre 6 y 8 centímetros por metro de diámetro de éste. El espesor mínimo práctico es de 15 centímetros. En terrenos inestables o en zonas con estratos saturados de agua se necesitarán revestimientos de mayor espesor para resistir las cargas exteriores y las presiones hidrostáticas. Para resistir estas cargas exteriores, un revestimiento completamente circular es el más eficaz.

Cuando el revestimiento ha de ser armado debe tener el suficiente espesor para poder instalar las armaduras y disponer de espacio suficiente para colocar el hormigón entre la roca y los encofrados. Un espesor mínimo de 15 centímetros es el aconsejable para el revestimiento de túneles con una sola malla de armaduras; cuando son necesarias dos el espesor aconsejable es de 23 cm. En cualquiera de los casos el contratista puede necesitar dejar un espacio adicional fuera de la armadura para situar la tubería de hormigonado.

Las zonas del túnel que se deben armar y la cuantía de armadura necesaria dependen de la forma del túnel, las cargas externas e internas, los requisitos de estanqueidad, y de muchos factores geológicos. En un túnel que no va a entrar en carga se puede necesitar la armadura para resistir: las cargas exteriores que puede producir un terreno poco estable, la presión de la lechada de cemento inyectada o la del agua. Los túneles en carga, con cargas hidrostáticas elevadas, deben tener un revestimiento con la suficiente armadura para resistir la presión interna, cuando el terreno de recubrimiento es inadecuado o la roca de apoyo inestable.

A continuación se dan unas normas que pueden servir como guía para determinar la cuantía de armaduras necesarias:

a. Un túnel en carga se debe de armar siempre que el espesor del recubrimiento deba resistir las presiones internas no compensadas o cuando el control de la filtración sea importante. La armadura debe ser suficiente para proporcionar la resistencia estructural necesaria y el control de la filtración para el máximo de las presiones hidrostáticas interiores y las de ondas, reducida con una estimación conservadora de la presión hidrostática esperada a lo largo de la longitud del túnel. La colaboración de la roca debe considerarse en las zonas de adecuada cobertura basándose en las propiedades y calidad del medio circundante. Donde haya previsión de que no exista agua, la carga de presión externa de cálculo debe ser la máxima posible a lo largo de la longitud del túnel.

b. Cuando una cámara de compuerta une un túnel en presión y otro sin presión, la zona de transición de la parte de túnel que está en carga a la que no lo está se debe armar con especial cuidado para prevenir el agrietamiento excesivo, que daría lugar a fugas desde la zona en carga hacia la parte exterior del revestimiento de la otra zona. La armadura de la zona en carga del túnel debe reforzarse, en una distancia aguas arriba de la unión igual a cinco veces el diámetro del túnel, suponiendo que actúa la presión hidrostática interna máxima y sin tener en cuenta la ayuda que le proporciona la roca circundante. La zona del túnel en régimen de superficie libre se debe armar en una distancia aguas abajo del punto de unión de dos a cinco veces el diámetro del túnel. Esta armadura debe calcularse con una carga estática externa igual a la carga estática interna justo aguas arriba de la cámara de compuertas.

c. Se debe disponer una cierta cantidad de armadura longitudinal y transversal, tanto junto a la boca de la zona en carga del túnel como en la del túnel sin presión, para resistir las cargas resultantes de los socavones o desprendimiento en las entradas. Esta armadura penetrará en el túnel como mínimo una distancia igual a dos veces el diámetro del túnel.

d. Si la roca es sana las zonas que no sean las entradas ni el punto de transición entre la galería forzada y la libre pueden estar sin armadura, siempre que la roca pueda soportar la carga interna de presión sin compensar. Si el terreno es poco estable el revestimiento se debe de armar para que soporte las probables cargas de la roca. Los métodos para la determinación de cargas en túneles, que se dan en [8] se pueden utilizar para estimar la armadura necesaria para el revestimiento. Sin embargo, pueden utilizarse otros métodos. Cuando se conozcan las propiedades de la roca, las tensiones teóricas en la roca del túnel excavado pueden ser determinadas de forma analítica. Se pueden diseñar soportes permanentes y recubrimiento de hormigón, ya sea actuando de forma separada o en combinación. La figura 10-18 muestra los soportes típicos iniciales usados en el túnel de desagüe de la presa de Ruedi, Colorado.

Los soportes permanentes de los túneles están hechos de nervios de acero, revestimiento de acero, placas de acero, gunitado, refuerzos de chapa, bulones en roca con o sin malla metálica, o una combinación de ellos. La elección de una u otra combinación de estos materiales dependerá de las condiciones geológicas, los niveles de agua subterránea, los métodos de excavación utilizados, el tiempo que pase entre la excavación y la colocación del recubrimiento permanente y factores económicos.

Nervios, bulones u otros materiales de soporte deben ser capaces de soportar grandes bloques de material suelto producidos en la excavación del túnel. El espaciado debe ser menor donde la roca esté muy fracturada o donde se desprendan pequeñas piezas; en otros sitios puede ser mas espaciado o incluso omitido. Los métodos para asumir y calcular el tamaño de los soportes se dan en [8]; sin embargo puede ser utilizado otros métodos aceptados por el estado del arte.

Las cargas de cálculo se basan en la naturaleza del terreno encontrado, y, a menos que se conozcan por adelantado las condiciones exactas del terreno, no se pueden establecer unas reglas definitivas para el proyecto del sistema de apoyo de aquél. El tamaño necesario y el espaciamiento de puntales se determina por medio de ensayos a medida que la obra avanza. En las secciones del túnel, que tengan apoyos permanentes, todos los espacios de la parte exterior de las placas de revestimiento se deben rellenar completa y compactamente con grava limpia, o piedra procedente de la roca, y los huecos que queden entre ellos se rellenan con lechada después de haber colocado el revestimiento. En algunos casos, puede ser necesario inyectar, inmediatamente después de la instalación de las placas de recubrimiento interno a medida que la excavación avanza.

En túneles de rocas agrietadas, o cuando se trate de reducir al mínimo la filtración, generalmente, las zonas que rodean al túnel se inyectan de lechada, tanto para dar más consistencia al material como para cerrar todas las fisuras de las rocas y los huecos que existan entre el revestimiento y el terreno. Esta inyección de lechada se realiza por agujeros que atraviesan el revestimiento (o a través de tuberías situadas en el recubrimiento para este propósito) penetrando en el terreno, e inyectando después la lechada a presión, en la forma descrita en la parte E del apéndice G.

UDHCONECTA.COM

Las presiones permitidas de inyección dependerán de la naturaleza del terreno y del espesor del revestimiento. En túneles de pequeño diámetro los anillos de perforación están espaciados unos 6 metros dependiendo de la naturaleza de la roca. Cada anillo consiste en 4 taladros situados de forma que la distancia angular de ellos sea aproximadamente 90°, alternando con anillos en que las perforaciones están situadas en los extremos de dos líneas que forman 45° con la vertical.

En los túneles que no entran en carga se disponen, a menudo, drenes que disminuyen las presiones externas a que da lugar la filtración a lo largo de la superficie exterior del revestimiento del túnel. Estos drenes se espacian también unos 6 metros entre los anillos de taladros para la inyección de lechada. En secciones sucesivas, se perfora en el techo del túnel un taladro vertical alternando con otros dos horizontales, uno en cada pared lateral. En túneles que transportan agua en lámina libre los drenes se sitúan solamente sobre la superficie de ésta; si por el contrario, el caudal que pasa por un túnel se lleva a través de una tubería independiente, los drenes se perforarán junto a la solera.

En las figuras 10-19, 10-20 y 10-21 se muestran túneles con soportes típicos para secciones circulares, en herradura, en herradura modificada y mixtos. Las líneas "A" mostradas en las secciones tipo son líneas en las que no se permite la permanencia de material sin excavar de ningún tipo, soportes de madera, metálicos o de otro tipo. Las líneas "B", son los límites externos en los que se mide la excavación para su pago.

Las dimensiones de las líneas "A" y "B" se muestran en la figura 10.22. Las especificaciones para los túneles se dan en el apartado D del apéndice G.

10.21. Detalles de un conducto enterrado.

(a) *Generalidades.*-El proyecto de un conducto enterrado que vaya a pasar a través o por debajo de una presa de tierra, debe estudiarse de manera que permita los movimientos y asientos sin dar lugar a un excesivo número de grietas o filtración importante. Para obtener una estructura suficientemente segura se han de tener en cuenta los siguiente factores:

(1). Disponer dispositivos que reduzcan al mínimo la filtración en la superficie de contacto entre el conducto y el terraplén impermeable de la presa.

(2). Disponer los detalles necesarios para anticiparse a agrietamientos, que puedan dar lugar a la fuga del agua en los conductos a presión, y prevenir el sifonamiento del material del dique hacia los conductos que no trabajan en carga.

(3). Seleccionar y preparar el cimiento para reducir al mínimo los asientos diferenciales que pueden ser causa de agrietamiento.

(4). Disponer una estructura que trasmita de manera adecuada las cargas a que esté sujeto el conducto.

La elección de los detalles y dispositivos necesarios para conseguir estos propósitos se estudian en este apartado.

(b) *Anillos interceptores.*- El Bureau of Reclamation ha utilizado tradicionalmente anillos interceptores en los conductos para minimizar las filtraciones. Esta política ha sido reconsiderada, y ahora se empiezan a utilizar otras soluciones para mitigar el problema de filtraciones. Cada ingeniero u organización debe de tomar su propia decisión sobre la viabilidad y efectividad del uso de anillos interceptores. La política actual y los criterios del Bureau están disponibles bajo petición.

La preparación del cimiento y la compactación del terreno que rodea al conducto deben ser iguales a la del cimiento de la presa y del material impermeable de la misma. Para reducir la filtración a lo largo de la superficie de contacto, entre el conducto y el terraplén de la presa, se disponen muros aislantes o anillos de intercepción. Estos anillos deben hacerse de hormigón armado, generalmente de 0,6 a 0,9 metros de alto, de 30 a 45 centímetros de ancho y espaciados de 7 a 10 veces su altura a lo largo del conducto que atraviesa la zona impermeable de la presa. La longitud del camino de filtración, a lo largo de la superficie de contacto, se aumenta, por esta causa, de un 20 a un 30 por 100. La figura 10-23 muestra los típicos anillos interceptores usados en el desagüe de la presa de Silver Jack, Colorado.

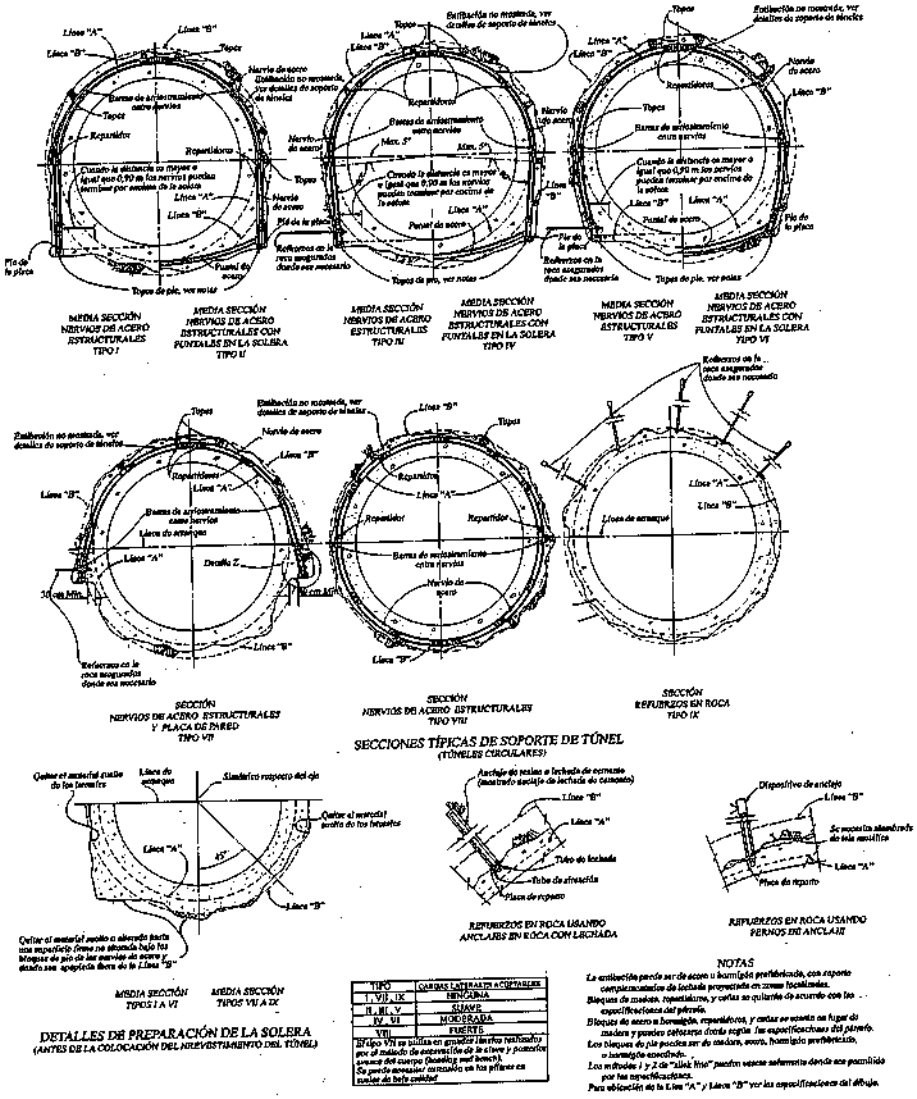
En un conducto cimentado sobre tierra el anillo debe rodear completamente el cuerpo de aquél. Cuando el cimiento es roca sana se supone que el contacto, a lo largo de la base, será bueno y los anillos sólo necesitan estar empotrados en la roca del cimiento. Los anillos deben ser independientes del conducto para evitar introducir en las paredes tensiones concentradas, que pueden alterar el estado tensional normal. Para lograrlo se dispone un relleno impermeable entre los anillos y el cuerpo del conducto; esta separación permite los movimientos relativos entre ambos y elimina los esfuerzos secundarios, que de otro modo se presentarían en el conducto debido a la rigidez introducida por los anillos; evitando asimismo la aparición de esfuerzos de torsión en aquél si se produjese un movimiento o desplazamiento horizontal del dique. El material de las juntas puede consistir en varias capas de papel impregnado en grafito, si se supone que se presentarán solamente movimientos pequeños, o en planchas de fibra bituminosa premoldeada, en el caso de movimientos de mayor importancia.

Aunque estos anillos se colocan, generalmente, entre las juntas existen casos en que se han construido para sujetar éstas y, entonces, actúan también como cubrejuntas impermeables. Si el anillo no está situado sobre una junta, o si lo está sobre una que tiene impedido el movimiento por chavetas o barras que pasan a través de ella, no estará sometido ordinariamente a cargas laterales importantes. En estos casos, solamente tendrá que ser lo bastante fuerte como para resistir la carga de relleno superpuesto. Cuando el anillo envuelve una junta proyectada para permitir los movimientos diferenciales deberá calcularse para que impida tal movimiento o para que pueda adaptarse a él sin detrimento de la impermeabilidad.

(c) *Juntas de conductos.*- Las grandes fisuras en los conductos construidos "in situ" se pueden evitar construyéndolos en tramos cortos (normalmente entre 3,6 y 4,9 m), continuando el refuerzo longitudinal a través de las juntas, y añadiendo secciones después de que se haya producido la retracción de las secciones anteriormente construidas. Las juntas transversales en los conductos construidos "in situ" se denominan juntas de control. Hay que situar juntas de estanquidad a lo largo de estas juntas para lograr una estanquidad frente al agua. Los finales de cada sección construida deben de pintarse con un componente sellante para evitar la rigidización entre secciones. Las juntas pintadas y las de estanqueidad limitan cualquier rotura por asiento de las juntas previniendo las filtraciones. El refuerzo longitudinal, que debe ser continuo a través de las juntas evita que las fuerzas longitudinales abran las juntas entre las secciones. En la figura 10-24 se pueden ver detalles constructivos de este tipo de juntas .

Las tuberías prefabricadas usadas en los desagües o en los conductos de vertederos o a través de presas de tierra, deben de ser empotrados en una base de hormigón (ver apartado C). La base de hormigón evita la percolación a lo largo de la base de la tubería y soporta estructuralmente la tubería prefabricada tanto longitudinal como lateralmente. El hormigón de la base debe de ser reforzado; su refuerzo longitudinal debe de ser continuo a través de las juntas transversales. El movimiento transversal relativo de las secciones del conducto en las juntas se impide ordinariamente por medio de una junta de espiga o por un anillo armado que envuelve una junta plana. Para la unión de tuberías de hormigón es posible adoptar juntas con uniones de goma del tipo mostrado en la figura 10-25; para conectar tramos individuales de la tubería de hormigón.

UDHCONECTA.COM



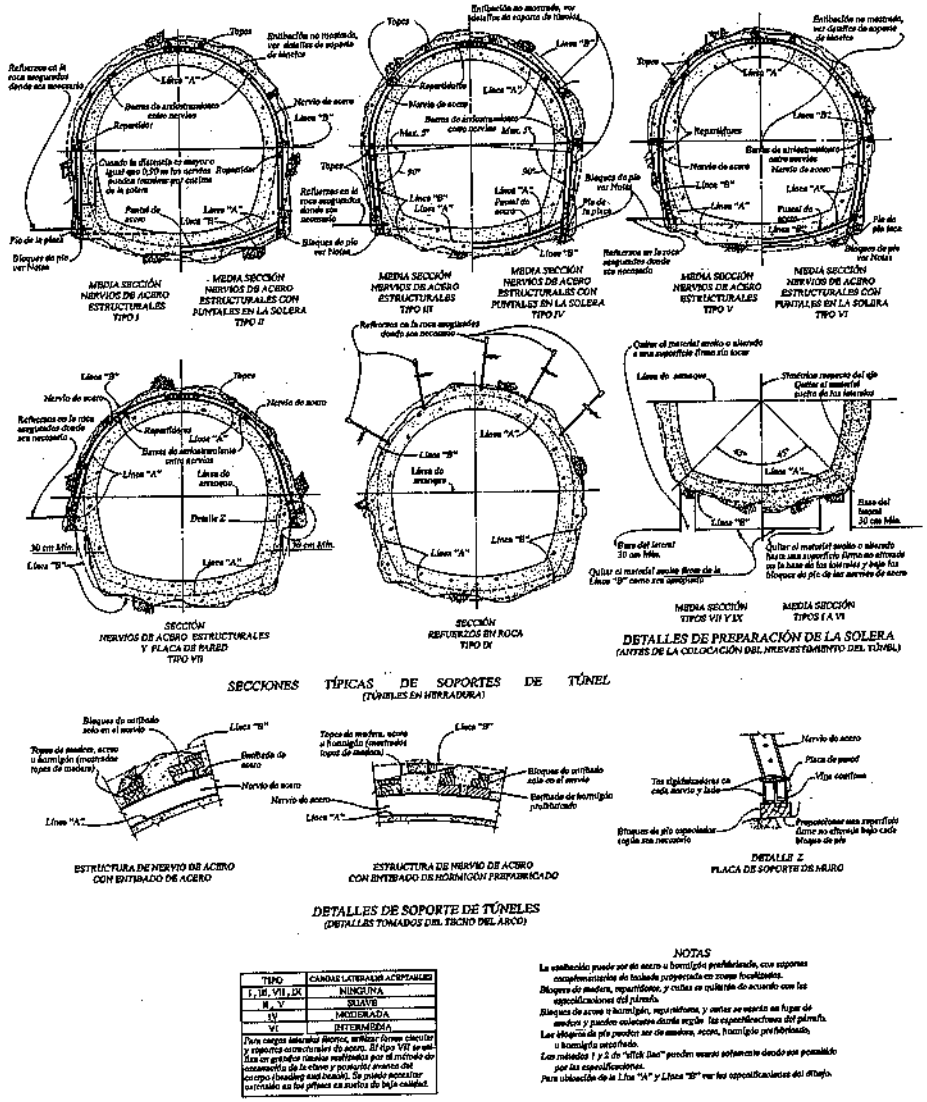
TIPO	CARGAS LATERALES ACEPTABLES
I, VII, IX	NINGUNA
II, III, V	SUAVE
IV, VI	MODERADA
VIII	FUERTE

El tipo VII se utiliza en grandes luces reforzados por el método de excavación de la clave y pozuelos avanza del cuerpo (heading and bench). Se puede necesitar cuñarlos en los pilares en suelos de baja calidad

NOTAS

La entibación puede ser de acero o hormigón preferiblemente, con soporte completamientos de lechada proyectada en zonas localizadas.
Bloques de madera, separadores, y cuñas se quitarán de acuerdo con las especificaciones del párrafo.
Bloques de acero o hormigón, separadores, y cuñas se usarán en lugar de madera y pueden colocarse donde según las especificaciones del párrafo.
Los bloques de pie pueden ser de madera, acero, hormigón prefabricado, o hormigón encofrado.
Los métodos 1 y 2 de "Alink frío" pueden usarse solamente donde sea posible por las especificaciones.
Para ubicación de la Línea "A" y Línea "B" ver las especificaciones del dibujo.

Figura 10-19.- Detalles y secciones de túneles circulares. 103-D-1839.



TIPO	CARGAS LATERALES ACEPTABLES
I, III, VII, IX	NINGUNA
II, V	SUAVE
IV	MODERADA
VI	INTERMEDIA

Para cargas laterales fuertes, utilizar forma circular y soporte estructurales de acero. El tipo VII se utiliza en grandes luces reforzados por el método de excavación de la clave y pozuelos avanza del cuerpo (heading and bench). Se puede necesitar cuñarlos en los pilares en suelos de baja calidad.

NOTAS

La entibación puede ser de acero u hormigón preferiblemente, con soportes completamientos de lechada proyectada en zonas localizadas.
Bloques de madera, separadores, y cuñas se quitarán de acuerdo con las especificaciones del párrafo.
Bloques de acero o hormigón, separadores, y cuñas se usarán en lugar de madera y pueden colocarse donde según las especificaciones del párrafo.
Los bloques de pie pueden ser de madera, acero, hormigón prefabricado, o hormigón encofrado.
Los métodos 1 y 2 de "Alink frío" pueden usarse solamente donde sea posible por las especificaciones.
Para ubicación de la Línea "A" y Línea "B" ver las especificaciones del dibujo.

Figura 10-20.- Detalles y secciones de túneles en herradura. 103-D-1840.

UDHCONECTA.COM

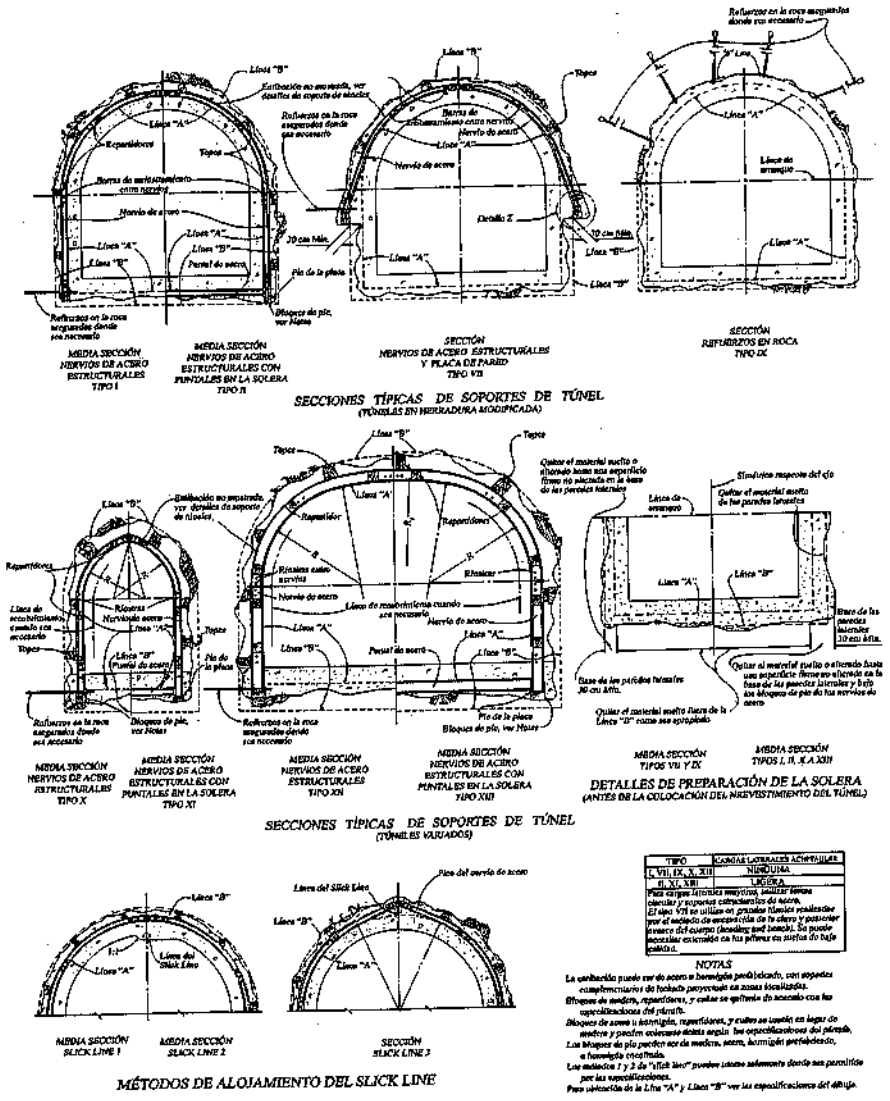
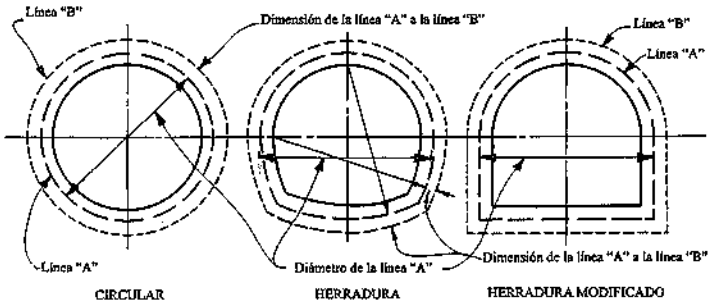


Figura 10-21.- Detalles y secciones de túneles en herradura modificados y otros. 103-D-1841.

DIMENSIONES DE LA LÍNEA "A" A LA LÍNEA "B"
Para túneles excavados por el método de voladura convencional

DIÁMETROS DE LA LÍNEA "A" EN METROS	CONJUNTO DE NERVIOS SOPORTADOS			SIN SOPORTE Y ROCA BULONADA (TODAS LAS FORMAS) (centímetros)
	CIRCULAR (centímetros)	HERRADURA (centímetros)	HERRADURA MODIFICADA (centímetros)	
2,13 m a 2,90 m	36 cm	33 cm	30 cm	25 cm
2,92 m a 4,11 m	38 cm	36 cm	33 cm	25 cm
4,14 m a 5,64 m	38 cm	38 cm	33 cm	25 cm
5,66 m a 6,70 m	41 cm	41 cm	36 cm	25 cm
6,73 m a 9,14 m	41 cm	43 cm	36 cm	25 cm
9,17 m a 10,97 m	43 cm	46 cm	38 cm	25 cm
11,00 m a 15,24 m	43 cm	46 cm	41 cm	25 cm



NOTA: Entrar en la tabla con la forma de la línea "A"
Para nervios apuntalados incrementar 2,5 cm las dimensiones de la tabla.
Para nervios de círculo completo incrementar las dimensiones de la tabla:
2,5 cm para diámetros de la línea "A" de 6,73 m a 10,97 m.
5,1 cm para diámetros de la línea "A" de 11 m a 15,24 m.

Figura 10-22.- Definiciones de las dimensiones de la línea "A" y "B" para diferentes formas de túneles. 288-D-2813.

Las especificaciones para tuberías o juntas de tubería, indicadas en la figura 10-25, se pueden encontrar en la publicación del Bureau of Reclamation, *Standard Specifications for Reinforce Concrete Pressure Pipe* (1969).

(d) *Cargas de proyecto*.-Las cargas que el terraplén impone a los conductos varían dentro de un amplio intervalo y dependen de factores relacionados con la cimentación, la solera empleada, flexibilidad o rigidez del conducto y características de los suelos que constituyen el terraplén, tales como: ángulo de rozamiento interno, peso específico, homogeneidad, condiciones de consolidación, cohesión y contenido de humedad.

UDHCONECTA.COM



Figura 10-23.- Típicos anillos interceptores en conducto de desagüe. Presa de Silver Jack, Colorado. P 860-427-964NA.

Todas las combinaciones posibles de estos distintos factores se deben tener en cuenta al valorar el efecto total. No deben considerarse solamente las cargas que se pueden presentar durante el período de construcción, sino también las alteraciones que se pueden producir después de terminado el dique, llenado el embalse y saturado el terraplén.

La "Teoría de Marston", de presiones debidas al terraplén, es la generalmente adoptada para conductos pequeños bajo el peso de un relleno de poco espesor. Esta teoría se puede encontrar en varios boletines publicados por el Iowa State College Experiment Station, o resumida en manuales [9,10]. La Teoría de Marston establece que la carga vertical sobre un conducto es la combinación del peso del relleno que actúa directamente sobre él y de las fuerzas de rozamiento que actúan hacia arriba o hacia abajo debidas al relleno adyacente.

Cuando un asiento del relleno adyacente es mayor que el asiento del relleno subyacente, se produce una fuerza debida al rozamiento, que actúa hacia abajo, y aumenta la resultante de la fuerza que actúa sobre el conducto; se produce un asiento mayor, e inmediatamente encima del conducto, dará lugar a un efecto de arco que reduce la carga.

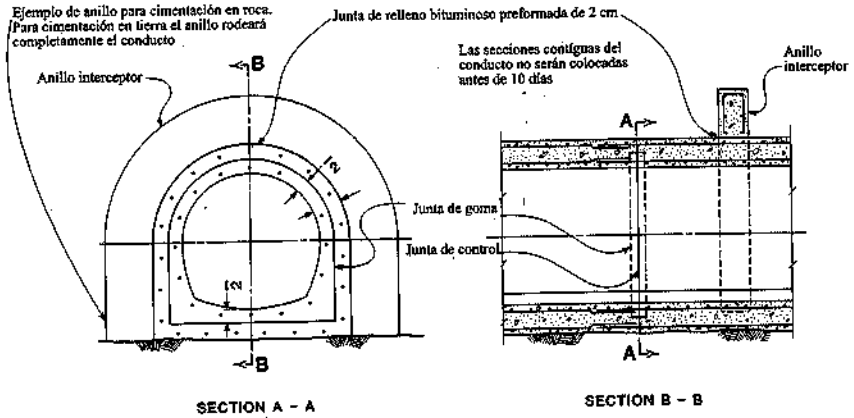


Figura 10-24.-.Típica junta de control y detalles de un anillo interceptor. 103-D-1842

Así, un conducto apoyado en una trinchera excavada en un terreno natural compacto, prácticamente nunca recibirá el peso total del relleno que actúa sobre él, porque se presentará este fenómeno de arco al empezar el asiento del relleno. Por el contrario, si el conducto está colocado de modo que se apoye totalmente o en parte sobre la superficie natural del terreno, la carga del terraplén que actúa sobre él puede llegar a ser, en algunos casos, un 50 por 100 mayor que el peso del relleno.

En conductos fabricados "in situ" con relleno relativamente importante, en el que el conducto se coloca en una zanja tal que no existe totalmente la condición de trinchera ni la de completo apoyo, se hace una hipótesis de carga intermedia entre las anteriores. En este caso, la carga que actúa sobre el conducto se supone que es el peso de la columna de relleno que actúa directamente sobre él; así pues, la carga sobre el tramo que está en la parte de aguas arriba de la presa incluye, además del peso del relleno saturado el del agua del embalse situada sobre el relleno. El conducto se calcula, con un coeficiente de seguridad dado, considerando que la carga unitaria lateral horizontal es un tercio de la vertical. Después se comprueba, con un coeficiente de seguridad menor, suponiendo que la carga lateral horizontal no actúa. La reacción vertical de la base del conducto se toma igual a la carga vertical más el peso de éste. En una cimentación de tierra la reacción de apoyo se supone uniformemente distribuida en toda la anchura del conducto; en un cimiento de roca se supone que se distribuye triangularmente, variando desde dos veces la reacción unitaria media en los extremos exteriores hasta cero en el centro de la base. Se supone finalmente, que las presiones hidrostáticas externas actúan con el mismo valor en todas direcciones, verticalmente hacia abajo, aumentando la carga, hacia arriba como subpresión y lateralmente sobre los lados del conducto

Los datos para el proyecto de un conducto en sección rectangular y de conductos circulares se incluyen en Concrete Culverts and Conduits [11]. El Apéndice C incluye datos para seleccionar la tubería prefabricada usada como conducto bajo cargas de relleno.

UDHCONECTA.COM

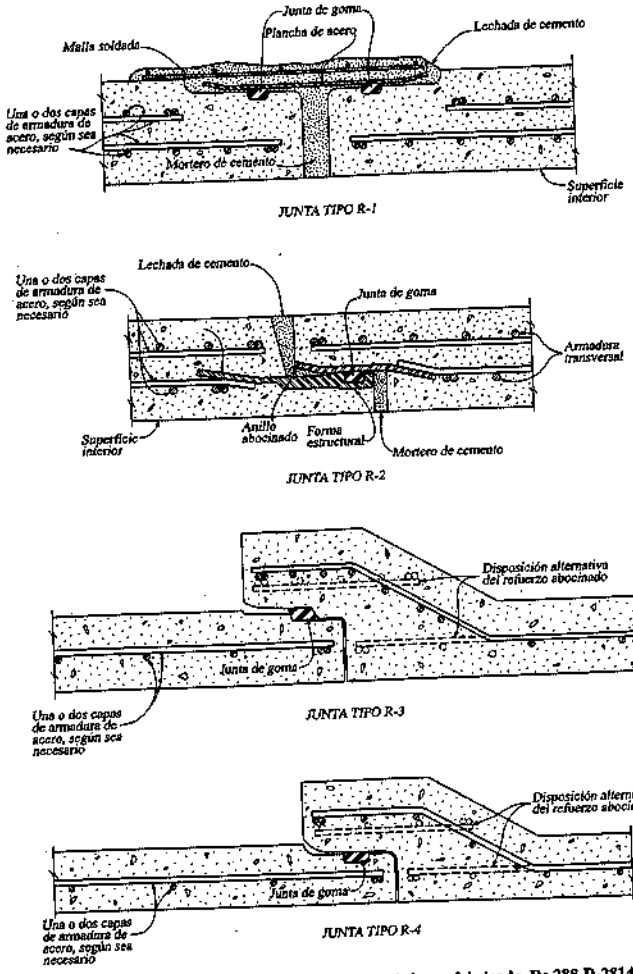


Figura 10-25.-Detalles de una junta típica de una tubería de hormigón prefabricado. De 288-D-2814-2815-2816 y -2817

10.22. Detalles de estructuras típicas.

Las figuras 10-26 a 10-33 muestran disposiciones de toma de desagües, galerías de servicio y cuencos amortiguadores, construidos en varias pequeñas presas del "Bureau of Reclamation". Se presentan como ejemplos que se pueden utilizar como guía en el proyecto de estructuras similares.

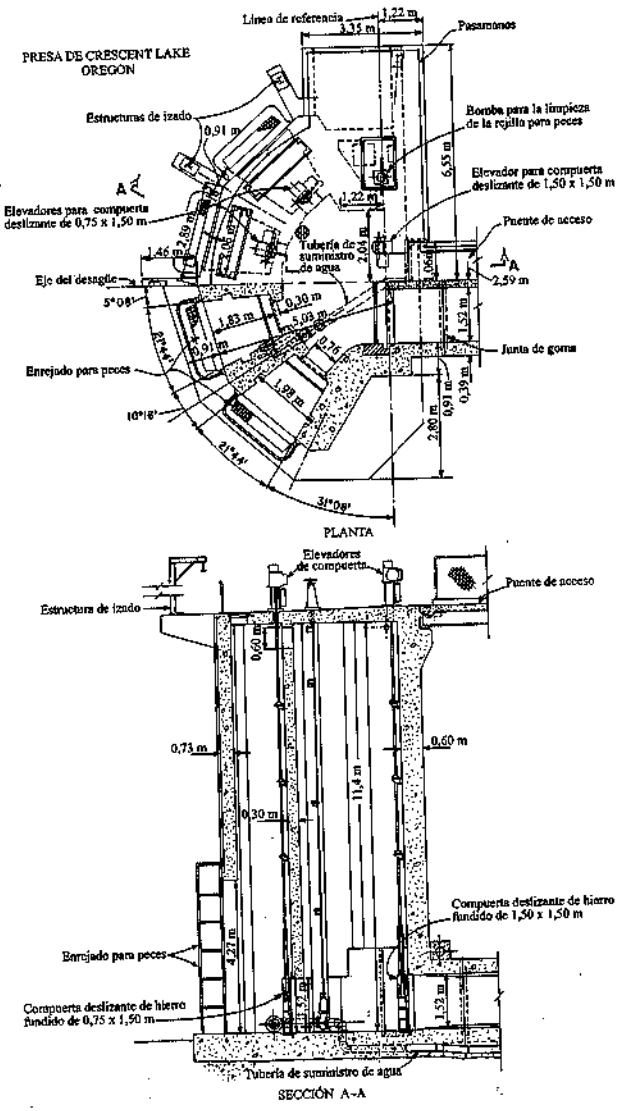
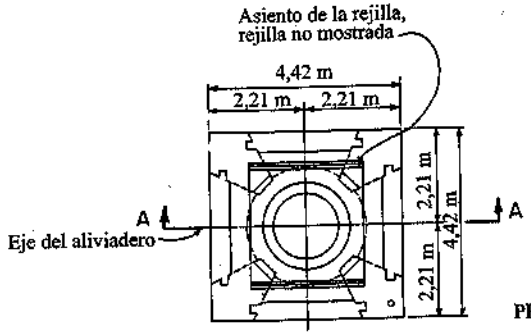


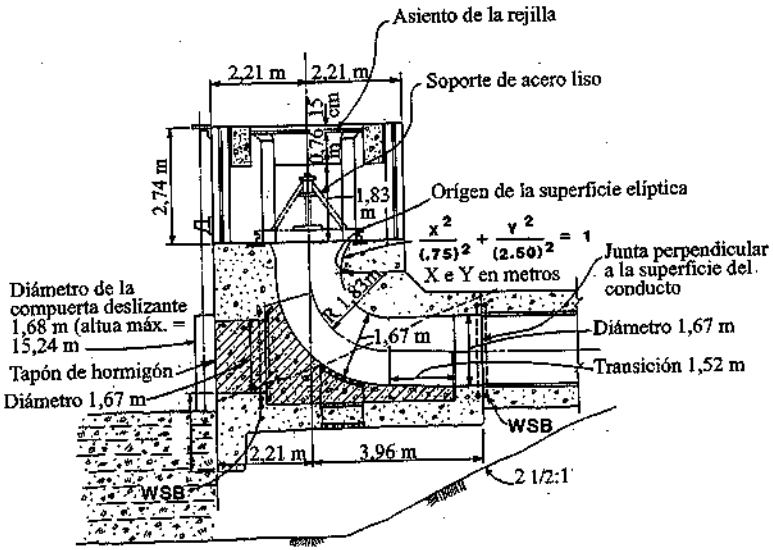
Figura 10-26.- Disposición típica de torre de toma. 288-D-2541

UDHCONECTA.COM



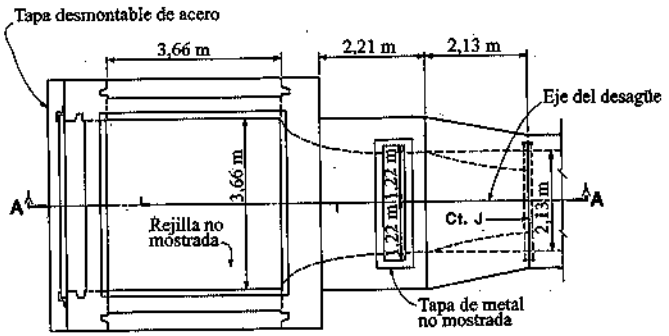
PLANTA

PRESA DE STATELINE WYOMING



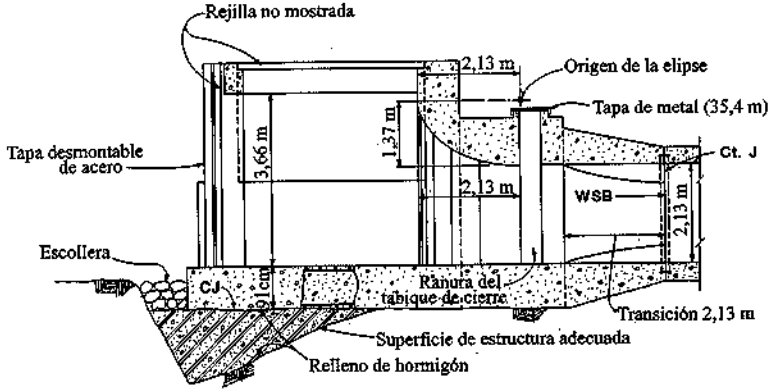
SECCIÓN A-A

Figura 10-27.-Pozo de toma típico. 103-D-1843



PLANTA

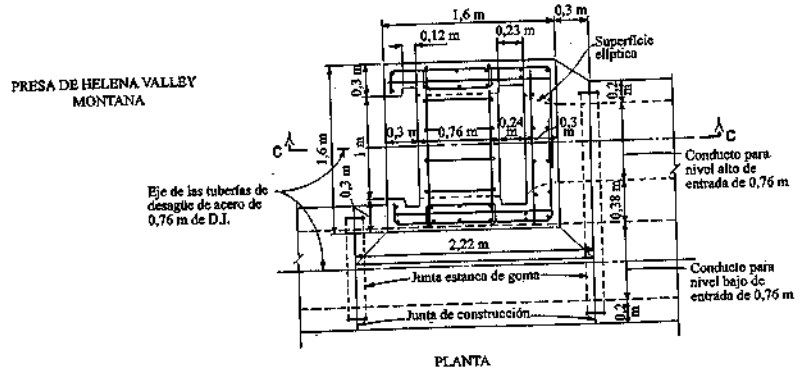
PRESA DE RED FLEET UTAH



SECCIÓN A-A

Figura 10-28.-Pozo de toma típico con rejilla. 103-D-1844

UDHCONECTA.COM



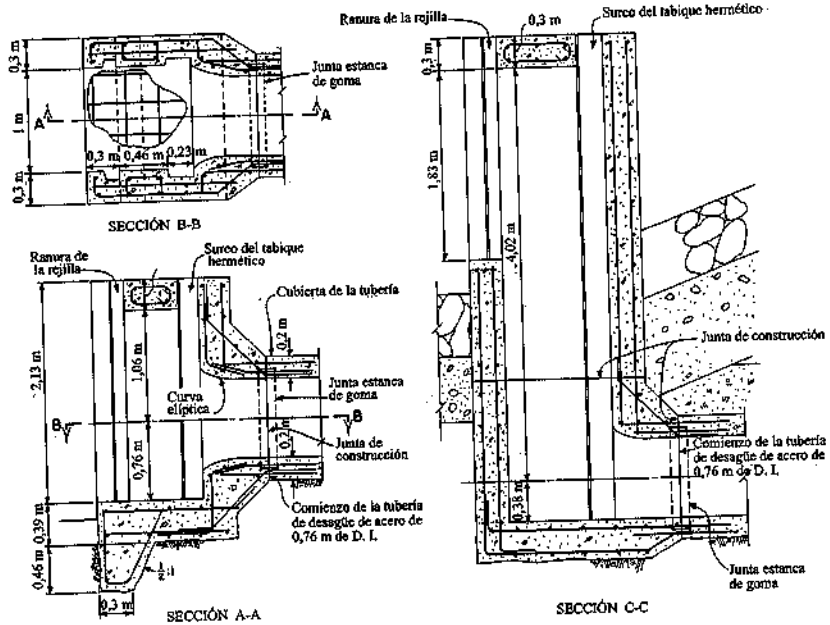
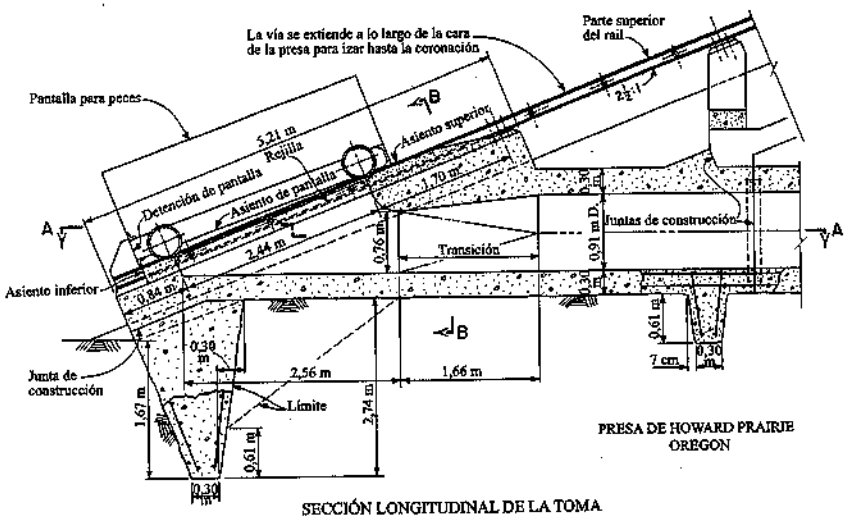
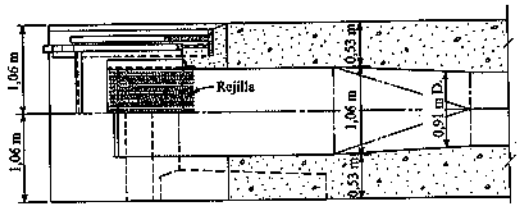


Figura 10-29.-Entrada típica de estructura de toma. 288-D-2544





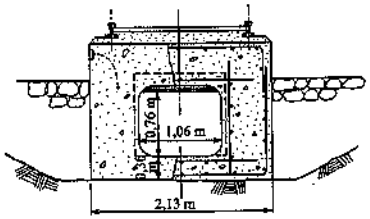


Figura 10-30.-Toma con pendiente a la entrada. 288-D-2545

UDHCONECTA.COM

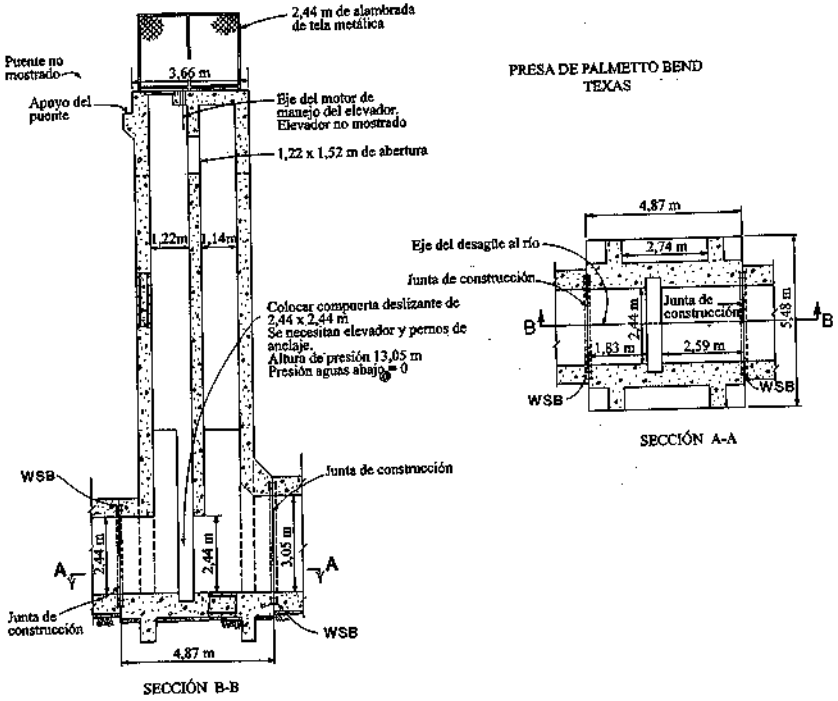


Figura 10-31.-Típica torre para compuertas de control. 103-D-1845

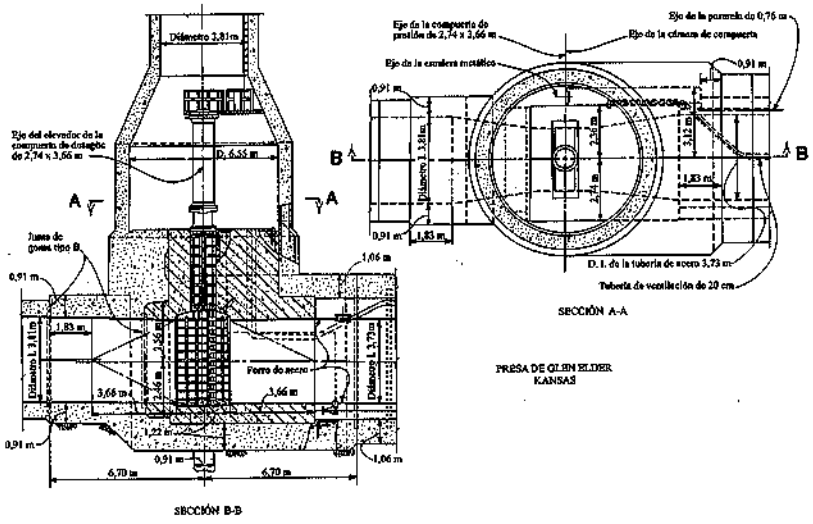


Figura 10-32.-Cámara de compuertas y torre para compuertas de alta presión. 103-D-1846

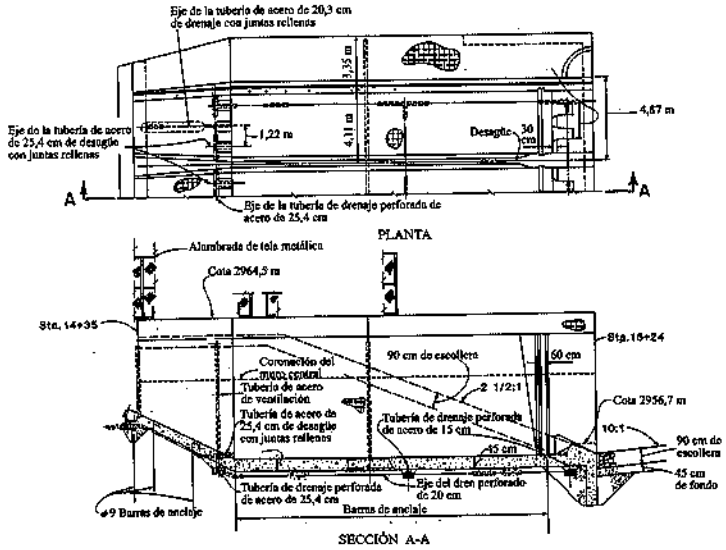


Figura 10-33.-Cuenco típico amortiguador de resalto. 103-D-1847

UDHCONECTA.COM

E. BIBLIOGRAFÍA

10.23. Bibliografía.

[1] King, W. H., Handbook of Hydraulics, 6th ed., McGraw-Hill, New York, NY, 1976.

[2] Creager, W. P., and J. D. Justin, Hydroelectric Handbook, 2d ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1963.

[3] "Friction Factors for Large Conduits Flowing Full," Bureau of Reclamation, Engineering Monograph No. 7, 1977.

[4] Rouse, Hunter, Engineering Hydraulics, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1950.

[5] Beichley, G. L., "Hydraulic Design of Stilling Basin for Pipe or Channel Outlets," Bureau of Reclamation Research Report No. 24, 1976.

[6] Burgi, P. H., "Hydraulic Tests and Development of Multi-Jet Sleeve Valves," Bureau of Reclamation, Hydraulic Laboratory Report No. REC-ERC-77-14, 1977.

[7] Burgi, P. H., "Hydraulic Model Studies of Vertical Stilling Wells," Hydraulic Laboratory Report No. RECERC-73-3, 1973.

[8] Procter, R. V., and T. L. White, *Rock Tunnelling with Steel Supports*, rev., Commercial Shearing & Stamping Co., Youngstown, OH, 1977.

[9] *Concrete Pipe Handbook*, rev., American Concrete Pipe Association, 228 North LaSalle Street, Chicago, IL, 1981.

[10] *Handbook of Drainage and Construction Products*, Armco Drainage & Metal Products, Inc., Middletown, OH, 1958.

[11] *Concrete Culverts and Conduits*, Portland Cement Association, 33 West Grand Avenue, Chicago, IL, 1975.

[12] Phillips, H. B., "Beggs Deformeter Stress Analysis of Single-Barrel Conduits," Bureau of Reclamation, Engineering Monograph No. 14, 1968.

Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-83 and 318M-83, American Concrete Institute, Detroit, MI.

"Supplement for ACI 318-63 Code," Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1968.

Ultimate-Strength Design Handbook, Special Publication No. 17, American Concrete Institute, Detroit, MI.

Capítulo 11. Desvío durante la construcción

A. NECESIDADES DEL DESVÍO

11.1. Generalidades.

En el proyecto de una presa que se va a construir en el cauce de un río, se debe de tener en cuenta la necesidad de desviar el caudal, durante la construcción, ya sea bordeando o atravesando el lugar en que estará enclavada la presa. La importancia de este problema varía con el volumen y régimen de avenidas; en algunas presas la derivación tendrá un alto coste, necesitará mucho tiempo y puede afectar bastante al plan de construcción, mientras que en otras puede que no presente grandes dificultades. Sin embargo, el problema de la derivación existe en todos los casos, excepto en aquellos localizados fuera del cauce, y la elección del sistema más apropiado para resolverlo tiene considerable importancia en el coste de la presa.

En el sistema elegido, se han de tener en cuenta, tanto el coste de la derivación como el riesgo implicado. El plan más adecuado debe reducir al mínimo los posibles daños a la obra en construcción con el mínimo coste. Se han de tener en cuenta los siguientes factores en el estudio para determinar la mejor solución:

1) Características del caudal.

2) Magnitud y frecuencia de las avenidas.

3) Métodos de desviación.

4) Condiciones exigidas.

Estos factores se comentan en los apartados siguientes.

11.2. Características del caudal.

Los aforos tienen la información más fiable de las características del caudal y deben consultarse cuando existan.

Según sea la extensión de la cuenca vertiente y su situación geográfica, las avenidas pueden originarse por el deshielo, las lluvias estacionales o fuertes aguaceros. Como cada uno de estos tipos de escorrentía generan avenidas máximas y períodos de mínimo caudal en diferente época del año, la naturaleza de la escorrentía tiene gran importancia en la elección del sistema de derivación. Un lugar sujeto solamente a avenidas provocadas por el deshielo no tiene que estar dimensionado minuciosamente para ser después utilizado durante la época de la construcción. Un emplazamiento en el que sean frecuentes las lluvias en una estación determinada necesita un mínimo de disposiciones de desviación durante el resto del año. Un río afectado por fuertes lluvias que pueden producirse en cualquier momento proporciona la situación más difícil y probablemente necesitará el sistema de derivación más complicado, ya que el contratista debe de estar preparado para desviar los caudales mínimos y los de avenidas, en cualquier momento durante la construcción.

11.3. Elección del caudal de desvío.

En la mayoría de los casos no es económicamente posible proyectar el desvío con la capacidad de la máxima avenida que se haya presentado en el lugar, o que se suponga pueda presentarse, y por eso debe determinarse con unas exigencias algo menores. El problema consiste en determinar cuál es el riesgo que supone el sistema de desvío adoptado. En el caso de una presa de tierra en el que una gran parte de la cimentación y estructura está comprometida o cuando el

UDHCONECTA.COM

rebosamiento de la presa mientras se construye, puede dar lugar a grandes daños o a la pérdida total de la obra ya ejecutada, la importancia de eliminar el riesgo en las avenidas es grande. Esta consideración no tiene tanta importancia en el caso de una presa de hormigón, ya que la avenida puede, si la localización de la estructura lo permite, rebosar la presa con efectos destructores pequeños o nulos.

Al determinar el caudal utilizado en el proyecto de desvío, se han de tener en cuenta las siguientes consideraciones:

(1) La seguridad de los trabajadores y los habitantes aguas abajo en caso de que el fallo de los trabajos de desvío provoquen una inundación distinta a la natural.

(2) Duración de la obra para determinar el número de períodos de avenidas que pueden presentarse.

(3) Coste del posible daño en la obra terminada o en construcción si es inundada.

(4) Coste del retraso en la terminación de la obra, incluyendo el que supone tener sin trabajar el equipo del contratista, mientras se reparan los daños causados por la avenida.

Después de analizar estos factores debe compararse el coste de aumentar los trabajos de protección progresivamente para avenidas cada vez mayores con el coste de los daños ocasionados en la obra si ese aumento no se proyecta. Es cuestión de criterio el determinar el riesgo que puede asumirse.

Generalmente se utilizan los periodos de retorno de 5, 10 y 25 años para analizar las máximas avenidas posibles, basándose en el análisis previo o en la experiencia de dimensionamiento de desvíos. Los métodos para determinar las máximas avenidas de esos períodos de retorno se estudian en el apartado 3.12.

Ha de tenerse en cuenta que las avenidas pueden volver a producirse en un corto espacio de tiempo; por consiguiente, si el sistema de desvío necesita un embalse temporal para evacuar la avenida, deben preverse los sistemas necesarios para desaguar ese embalse en un tiempo razonable, generalmente pocos días.

B. MÉTODOS DE DESVÍO

11.4. Generalidades.

El método o sistema a utilizar para desviar las avenidas durante la construcción, depende de la magnitud de éstas, de las características físicas del emplazamiento, del tipo de presa que se va a construir, de la naturaleza de las obras complementarias, tales como aliviaderos, tuberías forzadas y desagües de fondo y del sistema de construcción y plan de obra establecidos. El objetivo es elegir el sistema óptimo teniendo en cuenta su posibilidad de realización, coste y riegos. Los trabajos de desviación, deben ser tales que puedan incorporarse al programa de la construcción total con un mínimo de pérdidas, daños y retrasos.

La práctica usual en la desviación de un río durante la construcción es utilizar una de las siguientes disposiciones o una combinación de ellas: Túneles perforados en los estribos, conductos a través de la presa o bajo ella, canales provisionales que atraviesen la presa o desviación en varias fases por encima de los bloques construidos alternativamente en una presa de hormigón. Normalmente los conductos de desagüe o túneles se disponen lo suficientemente amplios para llevar el caudal de desviación. En un pequeño río el caudal puede ser desviado por medio de un canal, o tubería provisional, o bien el caudal puede almacenarse detrás de la presa utilizando bombas, si es necesario, para mantener el nivel de agua,. Las figuras 11-1 y 11-2 muestran

algunos tipos de canales utilizados durante la construcción de una presa de tierra y una presa de hormigón, respectivamente. En cualquier caso, se construyen defensas a través o a lo largo del cauce para que el emplazamiento o parte de él esté libre de agua y la construcción pueda seguir sin interrupción.

Un problema común es cumplir con las necesidades aguas abajo cando todo el caudal se retiene al cerrar el desvío. Las necesidades aguas abajo pueden implicar mantener un pequeño caudal todo el tiempo. En este caso el constructor debe mantener ese caudal hasta que el agua pueda pasar por los desagües de la presa. Un ejemplo de una tubería de derivación construida con estos motivos se muestra en la figura 11-3.

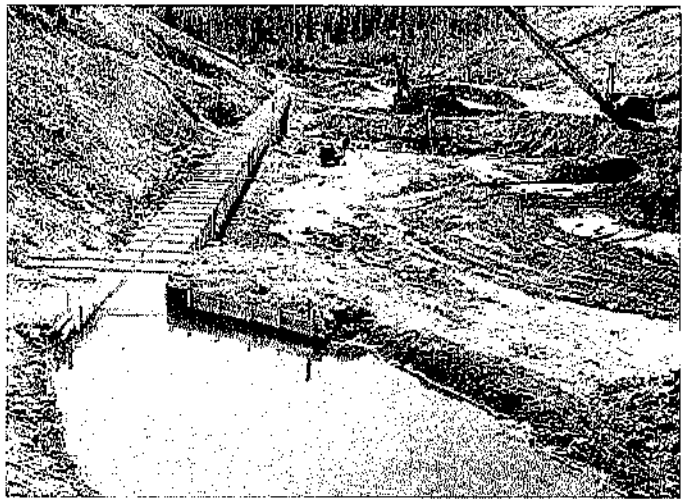


Figura 11-1 Canal de desviación temporal en la construcción de una presa.

La figura 11-4 muestra cómo se llevó a cabo el desvío del río durante la construcción de la presa de Folsom y la central hidroeléctrica en el río American en California. Esta fotografía ilustra muchos de los principios tratados en este capítulo. El río, que discurre de la parte superior a la inferior en la fotografía, se desvió a través de un túnel. Los puntos *"a" y "b"* son las bocas de entrada *y* salida respectivamente. La construcción se realizó en el cauce original del río entre las ataguías de tierra *"c" y "d"*. El desagüe de la tubería *"e"*, en la parte inferior de la fotografía, mantiene en seco la cimentación. Puesto que era impracticable dimensionar el túnel con la capacidad suficiente para las grandes avenidas de primavera, el contratista tomó ciertas precauciones para reducir al mínimo los daños que pudiera ocasionar el rebosamiento de la ataguía. Estas precauciones fueron las siguientes:

(1) Colocación de bloques de hormigón en la presa *"f"* para permitir el rebosamiento con un mínimo de daños.

(2) Construcción de una ataguía auxiliar de escollera *y* tablestacas metálicas *"g"* para proteger la excavación de la central *"h"* e impedir su inundación en caso de rebosamiento de la ataguía *" c"*.

UDHCONECTA.COM

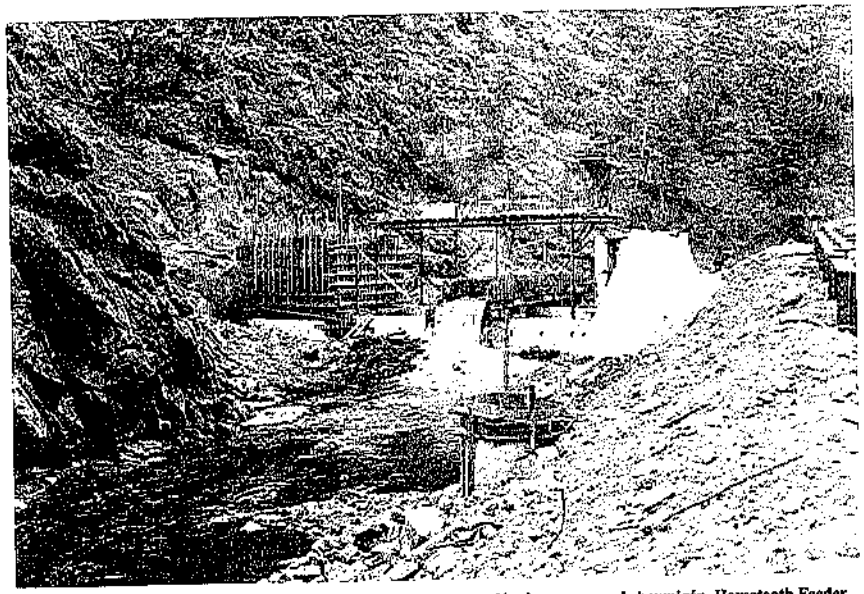


Figura 11-2.-Desvío provisional del río usado durante la construcción de una presa de hormigón. Horsetooth Feeder Canal Túnel. Nº 1. CBT 245-704-330

(3) Construcción anticipada del muro guía permanente "i", para aprovechar la protección que supone.

11.5. Túneles.

Los trabajos de cimentación en un cañón estrecho no pueden adelantarse mucho mientras no se ha desviado el caudal. En este caso un túnel puede ser el medio más idóneo de desviación, tanto para una presa de hormigón como para una de tierra. El caudal rodea el lugar de la construcción por medio de túneles en una o en ambas márgenes. Si en el proyecto hay previsto un túnel aliviadero o de desagüe, en general, será económico utilizarlos en el plan de desviación. Si el tramo de agua arriba del túnel permanente está por encima de la cota del cauce del río, se puede establecer una entrada provisional de la desviación para llevar a cabo el desvío al nivel de la corriente. La figura 11-5 muestra esta solución tal como se construyó en la presa Seminoe para permitir la desviación por el aliviadero en túnel. La entrada de la desviación va desde el cauce del río al codo del túnel, donde se unen el tramo horizontal y el inclinado que parte de la estructura de control La primera fase de la construcción de la éstructura de la compuerta del aliviadero se puede ver en la parte superior derecha de la fotografía.

Cuando hay desagües en túnel en una presa de tierra, se utilizan normalmente para el desvío. Normalmente el túnel para el desvío se sitúa a la altura del río. Cuando se utiliza una torre o una entrada en pozo, es necesaria una estructura adicional en la base de la toma. Después del desvío, esta estructura adicional se clausura con una puerta o compuerta, y un tapón de hormigón (ver figura 11-6) para asegurar el cierre permanente. Además, se

hormigonan la sala de compuertas y las estructuras de control, donde sea necesario, para completar las salidas para la operativa permanente.

Los túneles de desvío que no sean parte de un vertedero pueden estar revestidos o no. La ventaja de revestir un túnel de desvío depende de: (1) el coste de un túnel revestido comparado con un túnel mayor sin revestir de igual capacidad; (2) la naturaleza de la roca en el túnel, específicamente, si puede soportar el caudal de desvío sin protección; y (3) la permeabilidad del material que atraviesa el túnel, porque afecta a la cantidad de filtración a través o alrededor del estribo.

En el proyecto se debe prever algún medio para interrumpir el caudal de desvío. Los dispositivos de cierre pueden consistir en una compuerta de acero, hormigón, una compuerta deslizante o una ataguía ranurada.

La clausura permanente del túnel de desvío se obtiene colocando un tapón de hormigón en él. Puede ser necesario excavar en la roca para asegurar la resistencia entre el tapón y la roca o el recubrimiento. Después de colocar el tapón y pasado suficiente tiempo para permitir la retracción del hormigón, se rellena de mortero la junta, a través de la instalación previamente dispuesto, entre el tapón y la roca de alrededor, para asegurar la estanquidad de la junta.

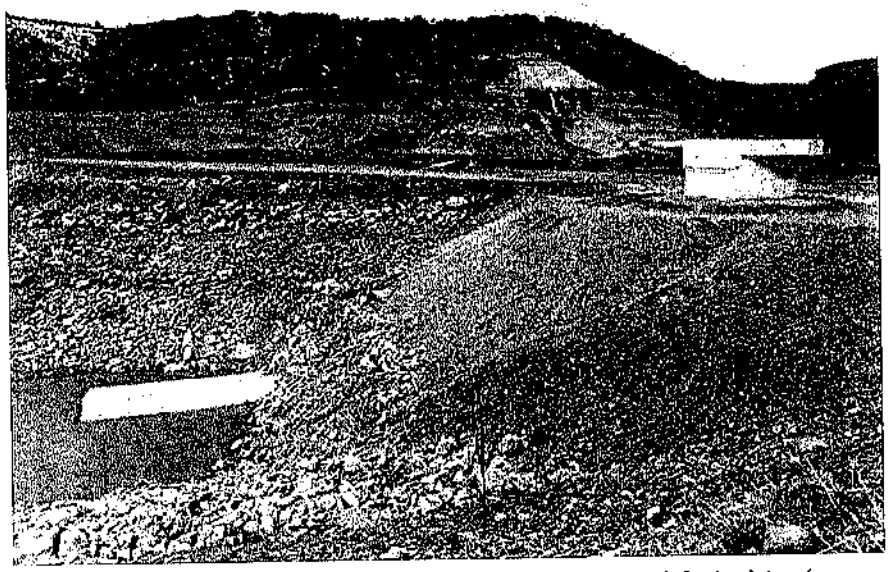


Figura 11-3.-Desvío a través de un conducto auxiliar dependiente del nivel en la ataguía. La obra de toma (en construcción) se encuentra arriba a la derecha. Presa de Ridgway. P894-427-5891NA.

UDHCONECTA.COM

11.6. Conductos.

El desagüe de una presa de tierra se realiza a menudo mediante un conducto que puede ser utilizado para la desviación durante la construcción de la presa. Este método es económico, especialmente si el tamaño del conducto utilizado para el desagüe es adecuado para el caudal de desvío. Cuando este caudal excede la capacidad de la del desagüe total, se puede obtener un aumento de su capacidad retrasando la instalación de compuertas, válvulas, tubo y rejillas, hasta que no se necesite desviar la corriente. Se puede obtener también un incremento de capacidad aumentando la altura de la ataguía y por consiguiente la carga. En algunos casos, la capacidad de almacenamiento del embalse, en las cotas bajas, es tal, que una gran parte del caudal de desviación se puede detener temporalmente y luego evacuarse por medio de un conducto de menor capacidad que el que se necesitaría para evacuar la punta de la avenida.

En los casos en que el acceso del conducto de desagüe está sobre la cota del cauce del río, se puede prever un conducto auxiliar al nivel del agua que lo una a la parte más baja del conducto permanente de desagüe. Este conducto auxiliar se puede ver en la figura 11-3. En la figura 11-7 se muestra la clausura del conducto de desvío del desagüe de la presa de Ridway. La clausura definitiva de éste, cuando no haga falta el desvío, puede realizarse de la misma forma esbozada en el apartado 11.5. En la figura 10-27 puede verse un tapón de hormigón en un conducto auxiliar.

Algunas veces los conductos de desvío se proyectan al nivel del cauce a través de una presa de hormigón. Estas aberturas están provistas de chavetas, juntas metálicas de estanqueidad y sistemas de inyección; y se deben cerrar permanentemente en toda su longitud de la forma descrita para la colocación de tapones en túneles, si no se utilizan como desagües permanentes.



Figura 11-4.-Desvío del río American durante la construcción de la presa y central hidroeléctrica de Folsom. (Corps of Engineers and Bureau of Reclamation). AR-1627-C.



Figura 11-5.-Desviación en galería y ataguía aguas arriba en la presa Seminoe.

11.7. Canal provisional de desvío - Presas de Tierra.

En los lugares donde no sea económico construir un túnel o conducto, lo suficientemente grande para el caudal de avenida de proyecto, se puede utilizar para el desvío un canal provisional, que atraviesa la presa por medio de una abertura, mientras se construye el resto del dique (ver figura 11-8). Este método es adaptable en emplazamientos de gran anchura y, por supuesto, no es utilizable en cañones estrechos. Sin embargo, sí lo es en los valles anchos en los que los caudales serán probablemente demasiado importantes para poder ser desviados en forma económica por medio de túneles o conductos.

Antes de desviar el caudal es necesario terminar la preparación de la cimentación de la presa en la zona donde se va a dejar el canal provisional. Esta preparación incluye, caso de ser necesaria, la excavación y relleno de una zanja impermeable. El caudal se conduce por una canal atravesando esta zona y después se completa la cimentación en el resto del cauce. Entonces puede construirse el terraplén a ambos lados del canal. Las pendientes de los taludes de los lados del canal no serán mayores de 4 a 1 para facilitar su relleno al fin del período de construcción y para disminuir el peligro de fisuración del terraplén debido a asientos diferenciales. Además, una pendiente suave proporciona una buena superficie de unión entre la parte construida antes y el material que se va a colocar.

La pendiente del fondo del canal provisional debe ser la misma que la del cauce original del río para así reducir al mínimo la erosión. El ancho de la abertura dependerá de la magnitud del caudal a desviar, de un análisis sobre la capacidad del equipo de terraplenado y del tiempo disponible.

UDHCONECTA.COM

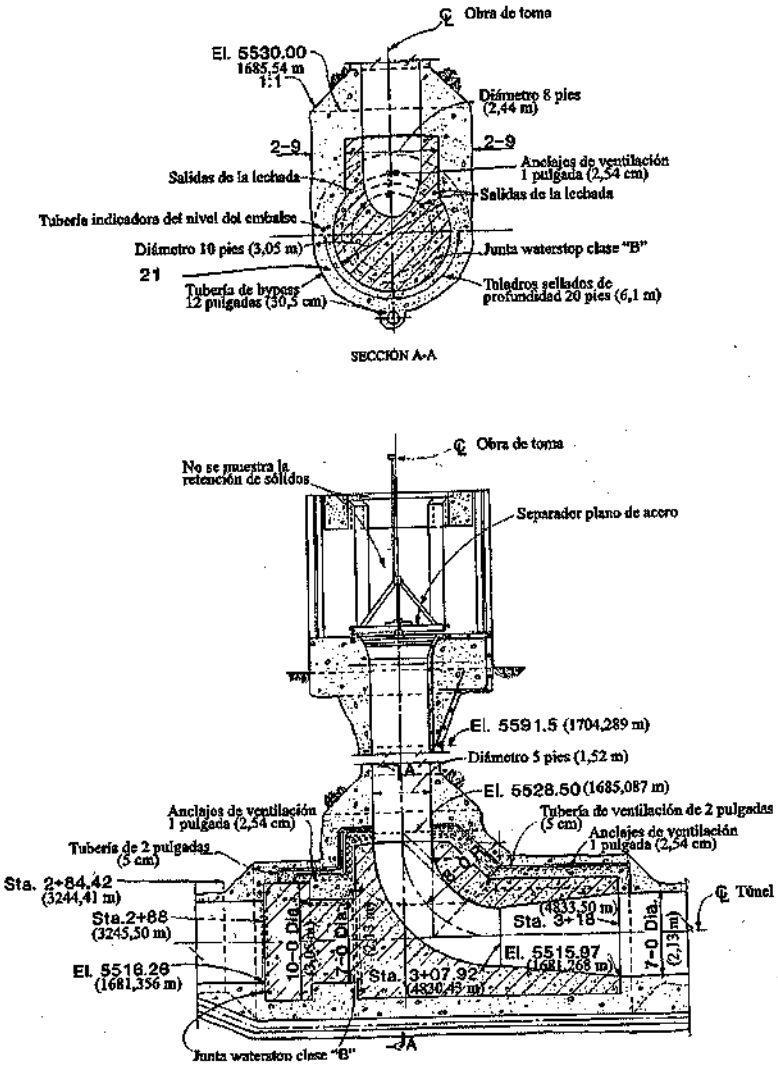


Figura 11-6.-Tapón de hormigón (zona rayada) en túnel de desvío de la presa Causey. De 526-D-24.

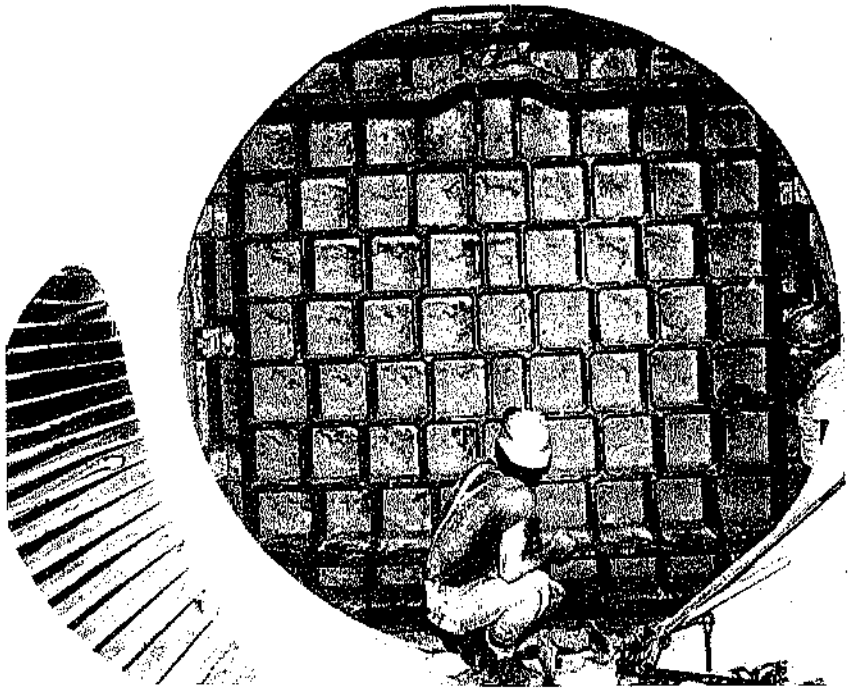


Figura 11-7.-Lado de aguas arriba de la compuerta deslizante como cierre del desvío del río. Vista hacia aguas abajo desde dentro del conducto auxiliar. Nótese el bypass en la parte izquierda de la fotografía. Presa de Ridgway, Dallas Creek Project, Colorado. C894-427-980 NA

La desviación del caudal a través de la abertura en la presa, se mantiene, hasta que se haya avanzado lo suficiente en la terminación del terraplén e instalaciones complementarias, de modo que el agua pueda evacuarse con garantías por el aliviadero parcial o totalmente terminado. En ese momento se puede realizar el cierre del canal de desvío. Para disminuir el riesgo de la elevación de la superficie del agua en el embalse, con el peligro de que rebose por el dique colocado en la sección de cierre, se debe elegir un período para la construcción en el que sea muy poco probable que se presenten grandes avenidas. La maquinaria y equipos deben movilizarse de modo que el hueco se rellene lo más rápidamente posible, hasta llegar a una cota que permita la evacuación de una avenida, si se presenta, a través del aliviadero. El rendimiento en la construcción de esta parte del terraplén debe de ser tal que el hueco pueda cerrarse más rápidamente de lo que el nivel del agua suba en el embalse. La capacidad de la maquinaria del contratista para cumplir este requisito puede ser estimada considerando el rendimiento diario que tendrá que alcanzar para terminar la obra en el período previsto teniendo en cuenta, solamente, el número de días en que las condiciones atmosféricas serán probablemente buenas para la construcción de la presa.

UDHCONECTA.COM

Durante el relleno del hueco debe tenerse mucho cuidado para que la calidad del trabajo no sea sacrificada a las exigencias del rendimiento necesario. Esto es de gran importancia porque, frecuentemente, el canal para la desviación se dispone en la parte en que la presa tendrá la máxima altura; por ello, debe extremarse el cuidado con el fin de obtener las densidades requeridas y así evitar los asientos excesivos del terraplén. Hay que prestar atención especial a la unión entre el material acabado de poner y el que ya estaba colocado.

11.8. Desviación en varias fases para presas de hormigón.

El método de desvío en varias fases sobre bloques ya construidos hasta una altura pequeña o por medio de conductos en una presa de hormigón supone el desplazamiento de la ataguía de un lado a otro del río durante la construcción. Durante la primera fase, la corriente se restringe a una parte del cauce mientras que la presa se construye hasta una cota segura en el resto de él. En la segunda fase, la ataguía (ver apartado 11.9) se cambia de sitio y la corriente pasa por encima de los bloques de poca altura todavía o por conductos situados en la parte construida de la presa, mientras se trabaja en la parte todavía no construida. Después la presa se completa hasta su altura definitiva, mientras el caudal se lleva por el aliviadero por tuberías forzadas o por desagües permanentes. La figura 11-9 muestra el desvío del caudal por medio de un conducto en una presa de hormigón en la que el exceso de caudal pasa sobre los bloques ya construidos.

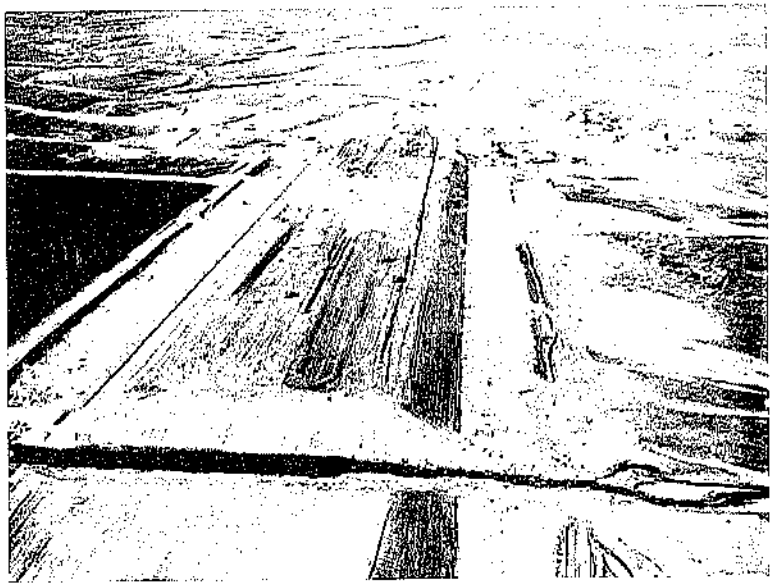


Figura 11-8.-Canal de desvío temporal a través de una presa de tierra. Presa de Bonny. 414-289C.

11.9. Ataguías.

Una ataguía es una presa o defensa provisional que se utiliza para desviar la corriente o aislar una zona durante la construcción. El escoger una ataguía adecuada, es un problema fundamentalmente económico. Si la construcción se ha programado de modo que los trabajos de cimentación se efectúen durante el estiaje, la ataguía necesaria se reducirá al mínimo. Sin embargo, si las características de la corriente hacen imposible esta solución, la ataguía se debe proyectar no sólo de forma que sea segura sino también que tenga la altura óptima. La elección de altura implica un estudio económico comparativo entre la altura de la ataguía y la capacidad de los sistemas de desviación, incluyendo el estudio de la laminación de la avenida de proyecto por la ataguía, especialmente cuando las necesidades de desagüe son pequeñas. Si las necesidades de desagüe exigen un conducto o túnel de desagüe relativamente grande, generalmente, se podrá desviar el caudal sin disponer una ataguía excesivamente alta. No debe olvidarse que el agua almacenada en la ataguía se ha de evacuar con tiempo suficiente para poder contener una avenida siguiente. También se debe de tener en cuenta la altura máxima a la que es posible llegar con la ataguía sin inundar el área que va a ser ocupada por la presa. Además, en el proyecto de la ataguía se debe considerar el efecto que la excavación y agotamiento de la cimentación de la presa tendrá sobre su estabilidad, debe preverse su demolición, su recuperación y otros factores

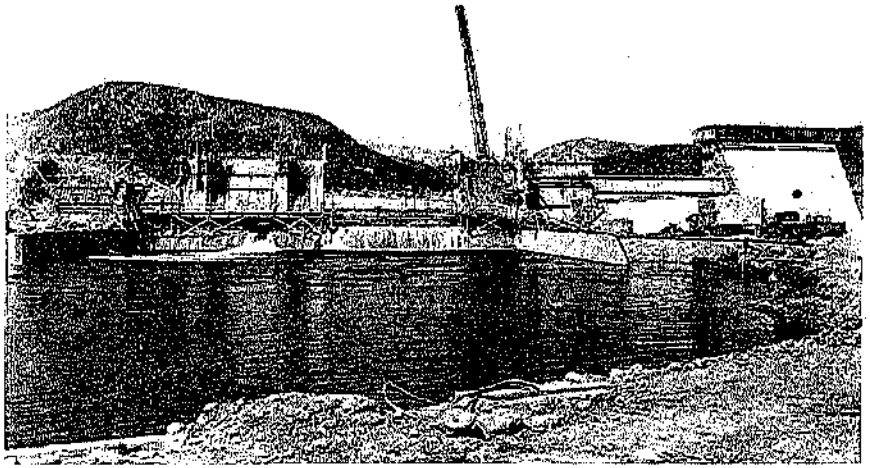


Figura 11-9.- Desvío del flujo a través de una apertura por encima de los bloques inferiores de hormigón de la presa. Presa de Olympus.

Generalmente las ataguías se construyen con materiales disponibles en el lugar de su emplazamiento. Los dos tipos más usuales en la construcción de presas son: ataguías de tierra o de escollera. Las consideraciones para su proyecto son prácticamente las mismas que

UDHCONECTA.COM

las de una pequeña presa definitiva del mismo tipo. La figura 11-5 muestra la construcción de una ataguía de tierra y escollera. En la figura 11-10 se muestra otro tipo de ataguía. Hay que resaltar que el agua empieza a acumularse aguas arriba de la ataguía y los aliviaderos temporales son seis conductos a la derecha de la figura. Otros tipos menos corrientes son armazones de hormigón rellenos de tierra o escollera, y también una estructura celular metálica rellena de tierra o roca. La figura 11-11 muestra una combinación de varios tipos. En este caso, la mayor parte de la ataguía es un terraplén de tierra y escollera y las tablestacas metálicas fueron empleadas en el cierre final donde las aguas eran rápidas.

La figura 11-4 muestra el uso de ataguías de tierra y ataguías compuestas de una malla de pilotes metálicos. Las ataguías de cajones y tablestacas metálicas son adaptables a las zonas estrechas en donde las corrientes son rápidas.

Si la ataguía se puede proyectar de forma que sea permanente y ayude a la estabilidad estructural de la presa representará una ventaja económica notable. En algunas presas de tierra la ataguía se incorpora al terraplén principal. En tales casos el ahorro es doble, el ahorro en reducción del material necesario para el terraplén, y el ahorro por no tener que demoler la ataguía cuando ya no es necesaria.



Figura 11-10.-Ataguía en la presa de Ridgway, Colorado. Nótese la acumulación de agua detrás de la ataguía y el aliviadero provisional que consiste en seis conductos en el lado derecho. P894-427-5989 NA.

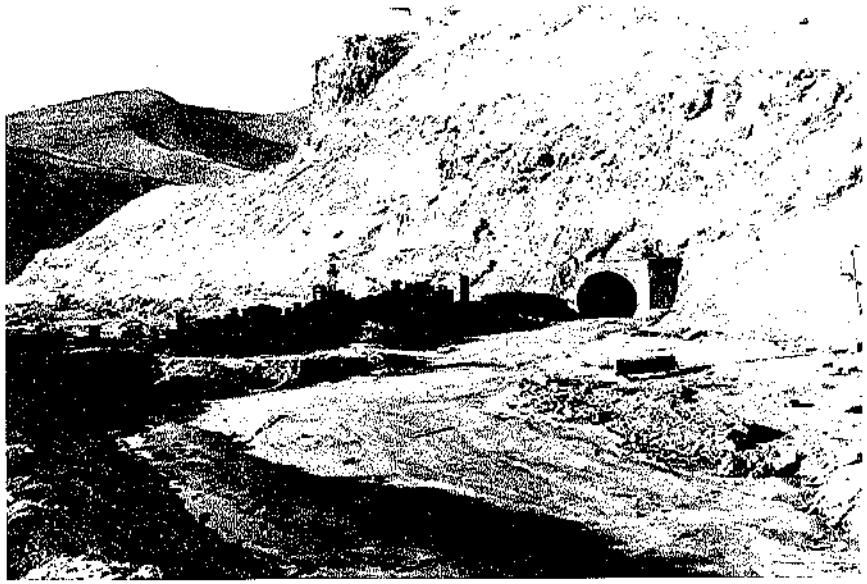


Figura 11-11.- Ataguía de aguas arriba de tablestacas y relleno de tierra con desvío a través de tunel. Presa de Green Mountain. GM-283-CTB.

C. REQUISITOS DEL PLIEGO DE CONDICIONES

11.10. Responsabilidades del contratista.

En general, se exige al contratista que asuma la responsabilidad del desvío del río, durante la construcción de la presa y estructuras afines. Las obligaciones deben ser definidas en los párrafos del pliego de condiciones en que se describen las responsabilidades del contratista y se le informa de las disposiciones que se han incorporado al proyecto para facilitar la construcción. Generalmente el pliego de condiciones no indica la capacidad de las obras de desvío, ni los detalles sobre el método de desviación a utilizar, pero deben ser incluidos los hidrogramas elaborados sobre los datos de aforo. Además, los pliegos generalmente establecen que el plan de desvío propuesto por el contratista esté sujeto a la aprobación del propietario.

En algunos casos, tales como la construcción de una presa de gravedad en un cañón ancho, el sistema completo de desvío se debe dejar en manos del contratista, con la esperanza de que la flexibilidad que supone la elección del sistema de desvío implicará bajas en las ofertas económicas. Puesto que varios contratistas presentarán sistemas diferentes, el sistema de contratación en tales casos requerirá que el desvío del río se incluya como una oferta a tanto alzado. Algunas veces son apropiados unos párrafos pertinentes en el pliego de condiciones haciendo algunas estipulaciones relativas a los procedimientos constructivos del

UDHCONECTA.COM

contratista. Por ejemplo, en una presa de tierra, en donde es posible hacer un desvío por medio de un canal provisional, el pliego puede permitir al contratista desviar el caudal sobre el terraplén colocado sobre la zanja de impermeabilización ya terminada; pero, generalmente, se prohibirá el cierre final del canal de desviación hasta que la altura de la parte de la presa construida sea tal que quede situada por encima de la coronación del aliviadero. También se le puede exigir al contratista que haya acabado el hormigonado del aliviadero y desagües antes del cierre del canal provisional.

Estas o parecidas restricciones tienen por objeto guiar al contratista a un plan de desvío seguro. Sin embargo, para definir más exactamente sus responsabilidades se deben establecer otras condiciones por las que se responsabilice y comprometa a reparar (a sus expensas) cualquier daño en la cimentación, estructura o cualquier otra parte de la obra, causado por avenidas, inundaciones o fallo de cualquier parte de las obras de desvío o protección.

Un ejemplo del pliego de condiciones, relativo a la desviación durante la construcción, se incluye en el apéndice G.

11.11. Responsabilidades del proyectista.

En algunos casos difíciles puede ser más económico para el propietario asumir él mismo la responsabilidad del plan de derivación. Una razón para esto es que el contratista tiende a aumentar los precios de la parte relativa al desvío del caudal en su oferta, si el pliego de condiciones es muy restrictivo o hay un gran riesgo. Si se va a construir una presa en una garganta estrecha debe imponerse un sistema adecuado de ataguías y túneles, ya que, las pérdidas en vidas humanas y daños en las propiedades pueden ser grandes si falta una ataguía construida.

Otro punto a considerar consiste en que muchas veces la ordenación de la construcción en varias fases del proyecto total depende de la utilización de un sistema particular de desvío. Si la responsabilidad de la desviación es del contratista, puede ocurrir que él siga un sistema de desviación diferente; lo que pudiera dar lugar a un retraso en la terminación del proyecto total. Esto puede llevar a un retraso en la entrega del agua con el subsiguiente perjuicio económico.

Si el propietario asume la responsabilidad del sistema del desvío, es importante que éste sea realista en todos sus aspectos y compatible con las capacidades del contratista.

D. BIBLIOGRAFÍA

11.12. Bibliografía.

[1] Stafford, J. P., "Diversion Works for Construction," ASCE National Meeting on Water Resources Engineering, New Orleans, LA, February 1969.

Capítulo 12. Operación y Mantenimiento

A. GENERALIDADES

12.1. Programa de Operación y Mantenimiento.

Las personas responsables del funcionamiento y mantenimiento de la presa deben involucrarse durante las etapas de diseño y construcción. Esto permitirá al personal de O y M (operación y mantenimiento) la oportunidad de familiarizarse con las consideraciones del diseño y la construcción, y de esta forma darse cuenta de los problemas que pueden requerir una atención especial durante el funcionamiento y mantenimiento de la presa. El personal de proyecto, construcción y operaciones debe de llevar a cabo una inspección al finalizar la construcción para asegurar que todos los elementos están completos o se identifican las deficiencias para subsanarlas más adelante. Durante esta inspección deben discutirse tanto los puntos problemáticos, como las operaciones especiales, los requisitos generales de mantenimiento, etc. y deben de establecerse unos procedimientos para su correcta operación. Los requisitos para el primer llenado deben estar disponibles y estar acordados. Durante este tiempo deben establecerse precauciones adicionales y procedimientos de operación, ya que, pueden ocurrir situaciones imprevisibles. Durante el primer llenado, las instalaciones deben de comprobarse continuamente.

El mantenimiento y la inspección rutinaria de las presas y las instalaciones accesorias debe ser un proceso continuado. Todas las situaciones inusuales que puedan afectar adversamente al funcionamiento, mantenimiento, o seguridad de la presa deben de ser comunicadas inmediatamente usando los procedimientos escritos predeterminados (apartado 12.10).

Además del mantenimiento e inspección rutinarios continuados, deben de hacerse inspecciones periódicas más detalladas por lo menos en cada presa cada 5 años. El detalle y la frecuencia de estas inspecciones dependen del tamaño de la presa, el riesgo, la complejidad, y los anteriores problemas que se hayan encontrado. Un equipo cualificado, normalmente encabezado por un ingeniero que no esté directamente involucrado en el funcionamiento y mantenimiento de la presa, debe realizar estas inspecciones. El ingeniero debe de estar acompañado por personal operaciones que este familiarizado con todas las facetas del funcionamiento y mantenimiento de la presa. Las inspecciones deben de ser programadas y, si es posible, alternadas en periodos con mucha y poca agua para observar las condiciones específicas en estas situaciones. Deben de realizarse inspecciones especiales cuando haya alguna razón para creer que ha habido daños importantes o exista el riesgo de que se den. Las deficiencias identificadas durante la inspección deben documentarse en el informe, y deben de establecerse procedimientos para su corrección en su momento adecuado. La responsabilidad de la corrección de los problemas debe de documentarse claramente. Hay que intentar programar las actuaciones para asegurar el tiempo necesario para hacer los trabajos de forma adecuada.

Hay que realizar inspecciones periódicas de los elementos bajo el agua como son los cuencos de amortiguación, la cara aguas arriba de la presa, etc., para asegurar su funcionamiento.

UDHCONECTA.COM

Se recomienda una inspección bajo el agua cada 6 años, sin embargo, la frecuencia de las inspecciones puede ajustarse de acuerdo a los resultados. En algunos casos, puede ser adecuado el uso de buceadores y fotografías, sin embargo, puede llegar a ser necesario el vaciado para comprobar las instalaciones. Hay que preparar un informe con estas inspecciones describiendo las condiciones de las instalaciones y citando las deficiencias identificadas.

Hay que tener instrucciones escritas de la operación de la presa disponibles para el personal de O y M. Estas instrucciones suministradas por los proyectistas y los fabricantes deben de incluir las normas de funcionamiento normal y las de operaciones especiales, así como el mantenimiento de los equipos. Estos procedimientos, generalmente denominados Procedimientos de Operación y Mantenimiento (SOP´s Standing Operating Procedures) también deben de incluir el Plan de Emergencia y los Mapas de Inundación, el alcance y la naturaleza de las inspecciones, el comportamiento hidrológico y del embalse, y otros aspectos pertinentes de la O y M de la presa. La operación y el mantenimiento de la presa deben de ser llevados a cabo de acuerdo a esos procedimientos. El personal de O y M no debe de hacer cambios significativos en estos procedimientos sin la aprobación de los responsables o ingenieros. Una copia de estas instrucciones debe de estar disponible al operador de la presa durante las operaciones rutinarias y las condiciones excepcionales en la presa. El Bureau of Reclamation ha publicado una guía [1] que puede utilizarse para preparar las Normas de Operación y Mantenimiento de la presa.

Hay que mantener un archivo en cada presa para recoger todos los hechos y la información como las descargas, filtraciones, mantenimiento, emergencias, etc. Este archivo debe de ser guardado en la presa o en otro lugar accesible y conveniente para referencia y uso. Debe de formar parte de los archivos permanentes de la presa.

El personal de O y M debe de ser formado antes de que lleven la operación de la presa por ellos mismos. El grado y complejidad de esta formación dependerá de las condiciones y riesgos en la presa y aguas abajo de ella. (Ver [2] y apartados 12.11 para conocer más detalles).

B. INSPECCION Y MANTENIMIENTO DE PRESAS

12.2. *Información general.*

La inspección y el mantenimiento de una presa debe llevarse a acabo de acuerdo con las instrucciones y procedimientos específicos preparados para esa presa en particular. Sin embargo, todas las condiciones inusuales o anormales que puedan afectar negativamente a la operación, mantenimiento o seguridad deben de ser puestas de manifiesto con rapidez, de acuerdo con los Procedimientos de Operación y Mantenimiento.

Durante el llenado rápido de un embalse, la pendiente o la cara de la presa, aguas abajo del río y el contacto con la cimentación deben de ser inspeccionados con cuidado, en intervalos específicos para buscar indicios de condiciones no normales. Después de eventos inusuales, como terremotos, largos periodos de vientos de gran velocidad, o periodos inusuales con poca agua que dejan al descubierto elementos normalmente sumergidos, deben de hacerse inspecciones especiales. Los niveles de agua bajos dan la oportunidad de inspeccionar con cuidado el vaso del embalse para buscar agujeros, filtraciones, sedimentaciones inusuales o roturas.

Durante los periodos con el embalse lleno, hay que prestar particular atención a las partes visibles de la cara aguas arriba de la presa, la

coronación, la cara aguas abajo, los estribos y las áreas aguas abajo de la presa para buscar indicios de funcionamiento anormal. Si no se observan condiciones anormales durante varios periodos en funcionamiento, puede reducirse la frecuencia de las inspecciones.

El Apéndice H tiene una lista útil para inspeccionar una presa. Esta lista o una similar debe de ser usada para asegurar una inspección completa.

12.3. *Presas de tierra.*

Las presas de tierra deben de ser inspeccionadas en intervalos regulares para buscar indicios de condiciones desfavorables. La cara aguas abajo debe de ser inspeccionada con cuidado para buscar roturas, deslizamientos, cenagales, hundimientos, desperfectos en la protección del talud, manantiales, filtraciones, o áreas pantanosas provocadas por filtraciones del embalse. La cara aguas arriba debe de ser inspeccionada con cuidado para asegurar la adecuada protección del talud. La acción continuada de oleaje, la poca calidad del Riprap, la mala selección, el exceso de finos, o el movimiento del Riprap pueden contribuir a crear condiciones inadecuadas de protección de los taludes.

El mantenimiento de los taludes de tierra consiste en quitar los materiales sueltos de la cara aguas arriba de la presa, reemplazar el riprap desintegrado, reparar el material erosionado, mantener la calidad de las carreteras de acceso, controlar la vegetación no deseada y los roedores, el mantenimiento de los equipos de monitorización en los taludes y las zonas adyacentes y controlar el vandalismo.

12.4. *Presas de hormigón.*

Las inspecciones regulares son tan importantes en una presa de hormigón como en una de tierra. Las inspecciones periódicas como parte del programa de O y M son esenciales para desvelar condiciones que pueden provocar el mal funcionamiento o el fallo de la operación y determinar si la presa es adecuada para servir al propósito para el que fue diseñada. Un programa de inspecciones periódicas documentará la gravedad de los problemas y el grado de deterioro, el cual puede ser utilizado como base para la planificación del momento del mantenimiento, reparación y rehabilitación.

Las inspecciones en las presas de hormigón deben de incluir vigilancia en detalle para detectar sedimentaciones anormales, inclinaciones, deflexiones o movimientos laterales entre estructuras. Esta vigilancia debe ser realizada por los inspectores a lo largo del contacto de los taludes, en las caras aguas arriba y aguas abajo de la presa, coronación, parapetos, galerías, construcciones y juntas de dilatación, y el pie de la presa. Las filtraciones anormales a través de los drenajes y las juntas de construcción y de dilatación deben de ser medidas, y esos datos deben de ser guardados para alertar al personal de operación de situaciones inusuales. La instrumentación instalada en la presa debe de ser inspeccionada y debe de llevarse a cabo el mantenimiento necesario para que funcione. Los depósitos de carbonato cálcico, que son muy comunes en los sistemas de drenaje, deben ser eliminados regularmente para prevenir presiones excesivas entre la cimentación de la presa y el material del cimiento.

12.5. *Estructuras y Equipos mecánicos.*

Los dos elementos vitales para el funcionamiento de la mayoría de las presas son los desagües y los aliviaderos. De una forma u otra, la mayoría de las presas tienen algún medio para liberar agua del embalse aguas abajo a través de desagües. La estructura que funciona como un elemento de control para evacuar las avenidas o grandes desembalses se suele llamar aliviadero. Todos los componentes de estas estructuras deben de ser incluidos en la inspección de la cada presa.

Las inspecciones periódicas de los desagües deben incluir revisiones de las superficies metálicas y de hormigón, tanto internas como externas para buscar condiciones anormales. El

BIBLIOTECA ETSEA · UNIVERSITAT DE LLEIDA

UDHCONECTA.COM

deterioro de las protecciones del metal reducirá la vida efectiva de la tubería y el equipo de manera sustancial. Las pequeñas irregularidades en las superficies de los pasajes del caudal contribuirán al fenómeno denominado cavitación, el cual puede llevar a un rápido deterioro del metal y el hormigón. Las filtraciones de agua subterránea en los accesos, túneles, compuertas de entrada, y los centros de control, pueden estropear los equipos y poner en riesgo la seguridad del personal de operaciones. Las roturas de los recubrimientos en los túneles, entradas, y zona de compuertas deben de ser monitorizados y cualquier movimiento diferencial entre estructuras adyacentes anotado.

Las inspecciones de las obras de toma, rejas, compuertas de emergencia de los conductos aguas arriba, las caras aguas arriba de las compuertas de emergencia, y las superficies de hormigón bajo el agua de los cuencos amortiguadores normalmente no son posibles durante las inspecciones regulares. Deben de realizarse inspecciones especiales de esos elementos desecando la estructura o cuando las condiciones de operación lo permitan. Una alternativa es la investigación de esos elementos utilizando buceadores. La frecuencia de esas inspecciones especiales se basa normalmente en la experiencia en cada tipo de estructura. Los cuencos amortiguadores son los elementos que necesitan una monitorización más regular y mayor mantenimiento. Estos cuencos son lagunas que tienen rocas y sedimentos que pueden causar grandes daños a sus paredes de hormigón. Las rocas y sedimentos pueden haber caído durante la construcción o haber sido arrastrados dentro o haber sido lanzados por vándalos.

Los canales de entrada y salida de los aliviaderos deben de ser mantenidos libres de árboles y sedimentos que puedan impedir el paso del agua. Las restricciones en esos canales afectan la capacidad del aliviadero. Hay que observar los movimientos relativos de los muros del aliviadero, coronación, trampolín y cuenco amortiguador. La erosión en las pendientes debe de ser controlada, y asegurar el drenaje adecuado. Boyas y elementos similares deben de ser utilizadas aguas arriba del canal de entrada para evitar que los barcos entren en el aliviadero. Los cuencos amortiguadores deben de ser inspeccionados de la misma forma que se ha descrito más arriba para los elementos de salida.

La mayor parte de las obras de desagüe y muchos aliviaderos dependen de la habilidad del equipo de mecánicos para funcionar. Las inspecciones regulares de esas estructuras deben incluir las inspecciones de los equipos mecánicos necesarios para desaguar el caudal del embalse. Las compuertas, válvulas, bombas, controles, y equipos auxiliares deben de ser operados y observados durante la inspección, si es posible. Si la operación de la compuerta no es posible durante la inspección, la operación debe de ser llevada a cabo de acuerdo a los procedimientos escritos para la presa y anotarlos en el informe. Los equipos mecánicos deben de ser lubricados y utilizados de acuerdo a las instrucciones del fabricante.

El Apéndice H contiene una lista que incluye los componentes típicos de los desagües y vertederos. Esta lista o una similar debe de ser utilizada para asegurar una completa inspección.

C. OPERACIÓN

12.6. Presas de almacenamiento.

Las presas de almacenamiento deben de ser operadas para proporcionar todos los beneficios posibles. Deben de ser operadas y realizar desagües para proporcionar los beneficios óptimos considerando los requerimientos contractuales y los beneficios primarios. Las presas comentadas en este texto pueden ser utilizadas para almacenar agua u obtener los beneficios relacionados con regadíos, energía, industria, recreo, pesca, vida salvaje, control de avenidas y calidad de agua. Obviamente, no todas las presas generan esos beneficios, pero deben de evaluarse para determinar los beneficios potenciales de una presa y como puede llevarse a cabo la gestión de la presa para lograr maximizar los beneficios óptimos. Los requerimientos de la operación deben de basarse en estudios y en experiencia, y esos requerimientos deben de ser documentados en instrucciones escritas de la operación de la presa.

Los usos múltiples de embalses a menudo provocan conflictos entre los beneficiarios potenciales. Por ejemplo, la producción óptima de electricidad puede reducir el agua destinada a riego y menos beneficios recreativos. Estos conflictos deben de ser solucionados teniendo presente los propósitos prioritarios de la instalación. Bastante a menudo, los beneficios múltiples pueden alcanzarse sin una pérdida importante para los beneficiarios prioritarios.

La obtención de datos hidrológicos precisos y a tiempo es crítico para llevar a cabo la operación de la presa y el embalse de forma adecuada y segura. Es esencial disponer de medios fiables para determinar el potencial de suministro de agua para: (1)seguridad en las operaciones, por ejemplo, evacuación del embalse para pasar las inundaciones y (2) máximo almacenamiento para unas condiciones dadas. Para obtener los datos precisos y útiles para determinar el suministro potencial de agua, debe de ser considerado el ciclo hidrológico completo a escala de la cuenca. La información pertinente necesaria para la operación eficiente incluye la cantidad de precipitación, distribución en el tiempo e incertidumbre relativa (error de previsión). Ahora hay tecnología disponible para tele enviar las medidas de los fenómenos hidrometeorológicos (telemetría) y para enviar esa información por tierra o satélite a ordenadores para mejorar la capacidad de previsión. Hay modelos de ordenador disponibles para prever el caudal de un río a partir de los datos. Antes de instalar un sistema de recogida de datos, debe de realizarse un estudio para conocer los equipos que ya estén instalados en la zona. Siempre que sea posible, debe de utilizarse un sistema de telemetría compatible para mejorar las capacidades existentes y evitar redundancias.

Las consideraciones que hay que tener en cuenta para desarrollar un sistema de telemetría y pronóstico hidrometeorológico incluyen:

- Definir los elementos y requisitos para mejorar el servicio y la operación de la gestión del agua, e identificar cómo esas mejoras pueden ser logradas mediante avances en los sistemas de medida, manejo de información e investigación
- Seleccionar la investigación adecuada en las áreas hidrológica y meteorológica para entender los elementos clave del ciclo hidrológico y definir los objetivos y cómo alcanzarlos.
- Proporcionar guías programadas y conceptos como información de entrada para completar los planes existentes y programas.
- Utilizar la información obtenida para gestionar los procesos de operación.

Deben de tomarse precauciones en la operativa de la presa y el embalse durante los periodos de posibles grandes entradas de caudal. La gestión durante esos periodos deben de ser dirigida por las previsiones de caudales de entrada, escorrentía potencial, elevación del agua en el embalse, y condiciones aguas abajo. La presa debería normalmente ser atendida continuamente durante esos periodos, sin embargo, hay que mantener la discrecionalidad según los condicionantes.

Los procedimientos escritos de la operación de la presa no deben de ser cambiados

UDHCONECTA.COM

arbitrariamente sin considerar el efecto de esos cambios. Sin embargo esos procedimientos no deben de ser inflexibles cuando existan formas alternativas de llevar a cabo las operaciones.

La estimulación y protección de la vegetación para retrasar la erosión de las pendientes del embalse y la existente en los taludes del embalse, no protegidos si no es por ésta, son aspectos importantes a los que debe de prestarse atención frecuente. Esta cubierta vegetal es esencial para proteger los taludes de la erosión y excesiva humedad, lo cual puede provocar costes de mantenimiento y problemas de seguridad.

Hay que tener asesoramiento de expertos en la eliminación de crecimiento de algas en los embalses y hay que seguir sus consejos, y no echar productos químicos en un embalse sin un asesoramiento adecuado.

Hay que llevar a cabo inspecciones periódicas en el área del embalse para detectar zonas de deslizamiento y monitorizar su progreso. Hay que realizar acciones correctivas en esas áreas tan pronto como sea posible para minimizar problemas. Hay que considerar el colocar señales de peligro de deslizamiento si puede implicar un riesgo para la gente que esté navegando o de recreo, o puede dar lugar a responsabilidad al operador o propietario.

Hay que colocar boyas de seguridad aguas arriba de los aliviaderos si hay un problema potencial con los barcos u otros. En algunos casos son necesarios elementos que paren los troncos, para evitar los bloqueos durante los periodos de mucha agua que tienen una gran cantidad de sedimentos y elementos sueltos. Los elementos flotantes deben de ser quitados del embalse periódicamente (anualmente si son grandes cantidades) y quemados en una zona segura. El quemar los elementos flotantes en el riprap debe de ser evitado porque lleva a un deterioro muy rápido de éste.

Deben de seguirse fielmente las instrucciones de operación del equipo técnico para prevenir daños a las instalaciones debidos a una operación indebida. Las instrucciones para el control de las compuertas del aliviadero durante avenidas en el embalse deben de ser seguidas fielmente tal y como se indica en los procedimientos escritos. No deben existir desviaciones de esas instrucciones sin aprobación de un jefe.

Las presas operadas remotamente o que dependen de medidas remotas para la operación y seguridad requieren inspecciones periódicas de las instalaciones para asegurar su correcto funcionamiento. Por ejemplo, los equipos que miden la altura del embalse remotamente, deben de ser comprobados por el personal mediante una regla (u otros medios) periódicamente o cuando se presume un problema.

El grado de vigilancia que necesita una presa debe de ser determinado evaluando aspectos como el tamaño, complejidad, historia previa y riesgo aguas abajo. La referencia [1] tiene sugerencias para determinar la vigilancia necesaria y los sistemas de comunicación y alarma aguas abajo.

12.7. Presas de desvío.

Las presas de desvío son normalmente construidas con el propósito de elevar el nivel del río, no para almacenar o laminar el caudal. Estas presas pueden desviar caudales a canales de riego de tierras en el valle del río o para esparcir en el terreno para rellenar las aguas subterráneas. Las presas de desvío suelen ser presas de vertido sobre coronación o tienen unas grandes secciones de vertido. Suelen tener compuertas para mantener el nivel deseado del agua independientemente de las fluctuaciones del río o para pasar parte del caudal necesario para satisfacer los derechos aguas abajo. Estos equipos mecánicos deben de ser operados y mantenidos de acuerdo con las instrucciones incluidas como parte de las funciones diseñadas o las instrucciones desarrolladas por la experiencia en la operación.

Las presas de desvío normalmente se cimientan en materiales del lecho del río como

son arenas y gravas. En estos casos la estabilidad tiene que asegurarse mediante una base ancha con pantallas de impermeabilización en el terreno. Estas presas deben de ser salvaguardadas mediante frecuentes inspecciones para buscar indicios de canales de filtrado o rezumes debajo de la presa y el incremento de filtración en el pie aguas abajo de la presa. Normalmente se protege el pie de la base aguas abajo con grueso riprap. Después de las inundaciones, hay que examinar el lecho del río y renovar el riprap, reparándolo si es necesario.

Las presas de desvío deben de ser operadas, mantenidas e inspeccionadas usando los mismos procedimientos generales indicados más arriba para las presas de tierra y las de hormigón, teniendo en cuenta las diferencias obvias inherentes.

12.8. Embalses de Retención.

Los embalses de retención sirven para reducir los picos de las avenidas mediante el almacenamiento temporal de parte del caudal que excede la capacidad del aliviadero o de los desagües de la presa. Todos los embalses o lagunas producen algún efecto de retención.

Las estructuras construidas con el propósito específico del control de inundaciones mediante la retención pueden ser construidas con desagües que automáticamente controlan el caudal de desagüe dentro de los límites seguros. Los aliviaderos también se construyen para proteger a las presas, incluso con el coste del posible daño por inundaciones debajo de la estructura, en el caso de una inundación mayor de la que la presa estaba diseñada para controlar.

Además de las inspecciones generales, las estructuras de desagüe deben de ser mantenidas limpias de sedimentos y depósitos que puedan afectar a su correcto funcionamiento.

12.9. Cambios en el Plan de Operación.

Puede cambiarse el uso inicialmente planteado de una presa debido a nuevos requisitos. Estos requisitos pueden llevar a situaciones no correctas o peligrosas y, posiblemente si hay un exceso de escorrentía a una pérdida completa de la presa por rebosamiento. No debe de realizarse un cambio en la operación de una estructura o una presa sin una evaluación completa de los efectos estructurales y funcionales en las estructuras.

A veces, se eleva una presa sin considerar el efecto de incrementar las presiones respecto al diseño original. No deben de hacerse cambios estructurales sin revisar los planos originales o sin la aprobación de un ingeniero cualificado, preferiblemente el proyectista de la presa.

La capacidad de almacenamiento de un embalse no debe de ser incrementada colocando elementos u obstrucciones en la coronación de un aliviadero sin consultar los planos originales y comprobar el método de operación o sin la aprobación de un ingeniero cualificado. Estos elementos pueden reducir la capacidad del embalse y de la presa de almacenar y liberar con seguridad el caudal de diseño calculado.

La capacidad de la presa y aliviadero, de retener y liberar con seguridad el caudal de diseño debe de ser revisado cuando haya una tormenta y escorrentía. Los desarrollos recientes en técnicas hidrológicas indican que una puesta al día del caudal de diseño puede ser significativamente mayor que el que fue usado para el diseño. Las modificaciones en la operativa o estructura, como la ampliación del vertedero, deben de realizarse cuando sea necesario para proporcionar una operativa segura para un nuevo caudal de diseño.

12.10. Planes de Emergencia.

Hay que redactar un Plan de Emergencia (PM) para todas las presas y elementos de transporte cuyo fallo podría poner en peligro vidas humanas o causar un daño en material sustancial. Los Planes de Emergencia incluyen

UDHCONECTA.COM

todas las instrucciones pertinentes que debe de seguir el operador de una presa durante una emergencia. Debe de estar escrito en una forma clara y precisa.

Durante el desarrollo o hasta la finalización, cada Plan de Emergencia debe de ser discutido con los líderes de las comunidades locales o presentado al responsable del bienestar de los ciudadanos para comentarios. Las Agencias Estatales y Federales afectadas por una emergencia deben de ser también contactadas. Los oficiales locales deben de ser claramente informados del riesgo que puede significar la rotura de la presa y deben de ser ayudados en el desarrollo de los procedimientos de alarma y aviso. Cada plan debe de incluir los sistemas de aviso o procedimientos para avisar a la población aguas abajo que pueda estar en peligro y debe de incluirse necesariamente un mapa de inundación o descripción de las áreas de inundación delineadas.

12.11. Formación del Operador de la Presa.

Para asegurar que la presa es operada de forma eficiente y adecuada, el propietario es responsable de formar al operador de la presa. El objetivo de esta formación es que el operador adquiera el conocimiento de todas las operaciones necesarias. Se recomienda que la formación necesaria se lleve a cabo en dos partes: general, en una clase y en la presa, en el lugar de trabajo del operador.

La formación debería especificar en general las responsabilidades del operador. También debería indicar y familiarizarle con todos los documentos operativos y enfatizar la importancia de la toma de datos precisa y el mantenimiento completo de la información. Esto puede implicar formatos, explicaciones concisas en forma de diario, el uso de grabadoras, y hacer fotografías de los eventos y condiciones.

La formación debería ser proporcionada con suficiente información al operador de la presa para que pueda tomar decisiones con conocimiento, correctas y rápidas, sobre la vida y propiedades aguas abajo. La mejor fuente de información es el Plan de Emergencia. Un juicio sensato es una cualidad intangible, que puede ser desarrollada mediante la familiarización de las posibilidades y limitaciones de las instalaciones físicas bajo el cuidado del operador.

Todos los operadores de las presas deben de asistir a un curso de refresco cada 3 años. Si es posible, un futuro operador debería ser formado antes de asumir toda su responsabilidad. Cuando mejor puede hacerse esto es mientras trabaja cono ayudante. Si no es posible, un operador nuevo tiene que recibir formación formal tan pronto como sea posible, incluso si hay que dársela sólo a él. El documento del Bureau of Reclamation, Formación para Operadores de Presas- Un Manual para Instructores [2] es un documento muy útil como guía en la formación de operadores de presas.

D. BIBLIOGRAFÍA

12.12. Bibliografía.

[1] Guide for Preparation of Standing Operating Procedures for Dams and Reservoirs, Bureau Reclamation, Denver, CO, January 1986.

[2] Training for Dam Operators- A Manual for Instructors, Bureau of Reclamation, Denver, CO, September 1981

Capítulo 13. Seguridad de Presas

A. INTRODUCCIÓN

13.1. Propósito.

Las presas se construyen para retener el agua para su almacenamiento o para desviar el agua para su aprovechamiento. Desgraciadamente, la acumulación de agua a veces genera un riesgo potencial para la seguridad pública. El propósito de un programa de seguridad de una presa es reconocer los riesgos potenciales y reducirlos a niveles aceptables. Pueden construirse presas seguras, y normalmente pueden corregirse las deficiencias de seguridad en una presa o las deficiencias potenciales con la aplicación apropiada de la tecnología actual si se dispone de los recursos adecuados.

13.2. Alcance.

Las prácticas de seguridad de presas se aplican a todas las presas. El grado de aplicación de estas prácticas requiere criterios razonables basados en el tamaño de la presa, del embalse y de los riesgos sobre las personas y las propiedades si se produce un fallo. Hay que dar a la seguridad de una presa, la más alta prioridad a lo largo de todas las fases de su desarrollo y uso, incluyendo la planificación, proyecto, construcción, etapas de operación y mantenimiento.

La ingeniería de presas no es una ciencia exacta que puede eliminar completamente el riesgo del fallo de la presa. Por consiguiente el objetivo en materia de seguridad de presas es minimizar el riesgo de fallo, hacer las nuevas presas tan seguras como prácticas promoviendo la aplicación de guías técnicas competentes y el uso de tecnología innovadora en todas las fases de desarrollo y explotación. La seguridad de la presa también requiere la preparación de un plan de emergencia, exámenes de seguridad periódicos y evaluaciones, y rehabilitaciones o modificaciones de las presas existentes.

En presas de tierras o de hormigón, es obligado incluir instrumentos para monitorizar algunos de los parámetros importantes de su funcionamiento. Estos parámetros podrían incluir las subpresiones, niveles del agua en la cimentación y aguas abajo, y los movimientos interiores o de la superficie. Los instrumentos situados en posiciones estratégicas y supervisados según un horario fijo pueden proporcionar una información inestimable de posibles tendencias desfavorables o, por otro lado, un comportamiento satisfactorio continuado. Pueden encontrarse referencias de instrumentación en *Design of Arch Dams* [1][13], *Design of Gravity Dams* [2], *Embankment Dam Instrumentation Manual* [3], *and Concrete Dam Instrumentation Manual* [4].

13.3. Definiciones.

Las definiciones siguientes se aplican a las actividades de seguridad de presas:

(a) *Presa.*- dique construido en un curso de agua o en una área de cota topográfica baja con el propósito del almacenamiento, control, o derivación de agua.

(b) *Rotura de una Presa.*- Rotura catastrófica caracterizada por la repentina, rápida, e incontrolada salida de agua almacenada. Se asume que hay grados menores de rotura y que cualquier funcionamiento defectuoso o

[13]Los números en corchete hacen referencia a la numeración de la bibliografía (sec. 13.20)

UDHCONECTA.COM

anormal fuera de las asunciones de la explotación y parámetros, que adversamente afectan a la función primaria de una presa de retener el agua son consideradas propiamente como una rotura. Los grados menores de fallo pueden llevar progresivamente a/o pueden aumentar el riesgo de una rotura catastrófica. Estos responden, sin embargo, normalmente mejor a las acciones correctivas.

(c) *Mantenimiento*.- El trabajo en las estructuras y equipo para asegurar su funcionamiento apropiado; como reparar el equipo y estructuras menores y conservar los diques, manteniéndolos libres de árboles, suciedad, y animales que excaven madrigueras.

(d) *Rehabilitación*.- La reparación de las estructuras deterioradas para restaurarlas a su condición original o a las normas estándares del estado del arte actual; como la modificación de estructuras para mejorar la presa, el vertedero, o las funciones de los desagües, o para incrementar la capacidad del embalse, o para aumentar el vertedero y las tomas; y la sustitución del equipo de seguridad de la presa.

(e) *Riesgo*.- Una fuente de peligro; algo que tiene el potencial de crear consecuencias adversas.

(f) *EPP* (*Emergency Preparedness Plan*) *o EAP* (*Emergency Action Plan*).- (Plan de Emergencia) Un plan de acción a ser realizado con el objeto de reducir el daño potencial en la propiedad y pérdidas de vida en el área afectada por la rotura de la presa o una gran avenida.

(g) *Deficiencia de Seguridad de una Presa*.- Una condición física capaz de causar la rotura de una presa.

(h) *Deficiencia Potencial en la Seguridad de una Presa*.- Una condición que actualmente no afecta significativamente a la seguridad de una presa, pero que es capaz de convertirse en una deficiencia de seguridad de la presa; por ejemplo, la corrosión continuada, el crecimiento de un árbol, la respuesta potencial adversa de la presa a una condición de una carga inusual como una PMF (precipitación máxima probable) o el MCE (terremoto máximo posible), o un problema posible que puede existir, pero no puede evaluarse totalmente con los datos existentes.

(i) *Elemento Esencial*.- Un rasgo estructural o una característica geológica o un elemento del equipo cuyo fallo bajo las condiciones de carga o circunstancias consideradas pueda crear una deficiencia en la seguridad de la presa.

(j) *Valoración del Potencial de Rotura*.- Una valoración del potencial del fallo de un elemento esencial dentro de la vida útil del proyecto. Se usan cinco términos para describir estas valoraciones: "no considerable", "baja", "moderada", "alta," y "urgente". Una evaluación de "no considerable" refleja que el fallo del elemento esencial se considera muy improbable; el "bajo" refleja la valoración de que el fallo es improbable; la "moderada" refleja la valoración que el fallo es posible y puede necesitarse una extensa recopilación de datos y/o análisis; el "alto" refleja la valoración que el fallo es muy probable; y el "urgente" refleja la valoración que el fallo es inminente.

(k) *IDF* (*Hidrograma de entrada de diseño*) *o SDF* (*Caudal de diseño del aliviadero*).- El hidrograma de entrada se utiliza en el diseño de la presa y sus elementos particularmente para el aliviadero y los desagües, y para determinar el máximo almacenamiento y altura de la presa necesarios.

(l)*AMF* (*Avenida Máxima Probable*).*(PMF)*- La máxima condición de escorrentía que es el resultado de la combinación de las más severas condiciones hidrológicas y meteorológicas que se consideran razonablemente posibles en la cuenca del desagüe en el punto de estudio.

(m) *Condiciones de Carga Normales*.- Condiciones de cargas que ocurren frecuentemente, o se espera que ocurra durante la vida de la estructura; en contraste con las condiciones de la carga inusuales como un MCE o PMF que tienen mucha menos probabilidad de ocurrencia.

(n) *MCE* (*Terremoto Máximo Posible*).- El terremoto(s) asociado con estructuras sísmicas tectónicas especificas, zonas, o situaciones que causarían el movimiento de tierra vibratorio más severo o el colapso de la cimentación capaz de producirse en el emplazamiento con la situación tectónica actualmente conocida. Se determina con una valoración basada en los datos geológicos y sismológicos regionales y locales conocidos.

13.4. Guías Federales para la Seguridad de Presas.

El Programa de Seguridad de Presas del Bureau of Reclamación cumple substancialmente el *Federal Guidelines for Dam Safety* [5] sobre la planificación, el proyecto, la construcción, el funcionamiento, el mantenimiento y la inspección de presas. Estas recomendaciones establecen los procedimientos de gestión de la agencias Federales con la intención de estimular los adelantos técnicos en los proyectos, la construcción y el mantenimiento, para minimizar los riesgos de rotura de presas. Las recomendaciones se prepararon "ad hoc" por Interagency Committee on Dam Safety of the Federal Coordinating Council for Science, and Technology basadas en una revisión de los procedimientos y criterios usados por las agencias Federales responsables de las presas.

B. PRINCIPIOS Y CONCEPTOS

13.5. Presas Nuevas.

(a) *Planificación y Proyecto*.- Un nuevo proyecto de una presa debe de desarrollarse de acuerdo con el estado del arte, las técnicas de diseño y las prácticas constructivas y de una manera proporcionada con su tamaño, función, escenario geológico, y el riesgo potencial y la clasificación del riesgo potencial. Se debe de tener un cuidado especial con las siguientes consideraciones sobre la planificación y el proyecto; la mayoría de estas consideraciones han sido discutidas con detalle en otros capítulos de este manual.

(1) Elección del emplazamiento.

(2) Estimación del PMF y selección de la IDF.

(3) Identificación del área, origen y estructura del terremoto, estimación del MCE, e identificación de los elementos de seguridad relacionados con los terremotos.

(4) Desarrollo de un programa de investigación geotécnico específico en el emplazamiento.

(5) Diseño de la cimentación, presa, y las estructuras accesorias.

(6) Proyecto de un sistema de instrumentación para supervisar el comportamiento de la presa, cimentación, y estructuras accesorias.

(7) Llevar a cabo un llenado inicial del embalse y un plan de vigilancia y de criterio del vaciado del embalse.

(8) Preparación de las normas de operación e identificación de las consideraciones especiales que han sido observadas durante la construcción y el funcionamiento.

(9) Previsión de la revisión automática e independiente por parte de personas competentes de todas las decisiones del proyecto, los métodos, los procedimientos, y los resultados relacionados con la seguridad de la presa.

(10) Previsión para revisar el proyecto para hacerlo compatible con las condiciones que se encontraron durante la construcción.

UDHCONECTA.COM

(b) *Construcción.*- La calidad de la construcción es crítica en la seguridad de las presas. El personal de construcción debe de estar constantemente alerta para reconocer y recomendar la posible necesidad de ajustes en el proyecto, materiales de construcción, y las prácticas constructivas para ajustarse a las condiciones específicas de la situación real encontrada. Los aspectos esenciales del programa de construcción incluyen:

(1) Mantener informados a los ingenieros y supervisores del concepto del proyecto, los supuestos, y el propósito con respecto a la excavación y al tratamiento de la cimentación, al uso y tratamiento de los materiales de la construcción, y los conceptos del proyecto asociados con la construcción de terraplenes y estructuras de hormigón y con la instalación del equipo mecánico y eléctrico.

(2) Mantener informados a los ingenieros y supervisores de las medidas de control y ensayos de campo necesarios para asegurar la calidad de la construcción.

(3) Mantener un equipo adecuado de personal y material de laboratorio en el emplazamiento de la presa para cumplir las necesidades de ensayos de campo.

(4) Preparar un plan riguroso de inspección de la construcción para asegurar que cada aspecto esencial del trabajo es ejecutado en operaciones con múltiples turnos.

(5) Dar al Ingeniero de Construcción de Proyecto la autoridad para suspender el trabajo hasta que todas las condiciones del emplazamiento distintas de las que inicialmente se supusieron sean evaluadas e implementados los cambios en el proyecto o en la construcción.

(6) Inspección y aceptación de fases de trabajo críticas, por los ingenieros o geólogos competentes (personal de proyecto y/o de revisión técnica).

(7) Mantener un diario de trabajo y la documentación que proporcione un historial completo del trabajo.

(8) Proporcionar documentación fotográfica y cartografía del progreso de la construcción y de las actuaciones significativas; por ejemplo, los mapas geológicos y fotografías de examen final del tratamiento de la cimentación.

13.6. Presas Existentes.

(a) *Operación y Mantenimiento.*- Los procedimientos de funcionamiento y operación deben de garantizar el funcionamiento seguro de la presa y deben de prever a tiempo las oportunas reparaciones de las instalaciones. Los procedimientos esenciales incluyen:

(1) Preparación del SOP (Standing Operating Procedures) (Procedimientos Standard de Operación); la información sobre la preparación del SOP se incluye en el capítulo 12.

(2) Formación del personal en las responsabilidades de mantenimiento y en la detección de problema tanto en situación normal como en emergencia.

(3) Mantenimiento de un registro escrito del embalse, canal, del funcionamiento del equipo mecánico y de las actividades de mantenimiento.

(4) Comprobar el funcionamiento completo del vertedero y de las compuertas de los desagües regularmente, utilizando los dos sistemas eléctricos, el principal y el auxiliar.

(5) Mantenimiento de la seguridad pública y la seguridad contra el vandalismo del equipo esencial de operación.

(6) Establecer y mantener líneas de comunicación con las agencias gubernamentales locales y autoridades.

(7) Preparado y mantenimiento actualizado del EPP; en el capítulo 12 se incluye información sobre la preparación del EPP.

(b) *Revisiones Periódicas y Evaluaciones.*- El examen periódico y la evaluación de presas y embalses es de gran importancia para la seguridad pública. La intención de llevar a cabo exámenes periódicos y evaluaciones es la de descubrir las condiciones que puedan alterar el funcionamiento o puedan amenazar la seguridad de la presa para que estas situaciones puedan ser corregidas. Se comentan revisiones periódicas y evaluaciones en el apartado C y en el *Safety Evaluation of Existing Dams Manual* [6].

13.7. Documentación de las Presas.

Deben documentarse y mantenerse a lo largo de la vida de una presa todos los datos importantes del proyecto, cálculos, y decisiones de ingeniería y de la dirección. La documentación debe cubrir las investigaciones y el proyecto, la planificación de la construcción y especificaciones, la historia de la construcción, operación e instrucciones de mantenimiento y el histórico, monitorización e instrucciones de la instrumentación, la historia del comportamiento estructural, daños, reparaciones y mejoras, y exámenes periódicos y evaluaciones. Las comunicaciones, los informes, los criterios, los cálculos, los planos, y los archivos de todas las decisiones importantes, los planos, y los archivos del mantenimiento y seguridad de la presa deben de ser mantenidas permanentemente en un archivo central accesible.

C. EVALUACIONES PERIÓDICAS DE SEGURIDAD DE LA PRESA

13.8. Generalidades.

(a) *Propósito.*- SEED (Safety Evaluatión of Existing Dams) (Evaluación de la Seguridad de Presas Existentes), la evaluación está dirigida a determinar las condiciones de una presa relativas a su integridad estructural y operacional. La evaluación identifica las deficiencias de seguridad existentes o potenciales en una presa y confirma estas deficiencias con análisis basados en datos existentes o desarrollados.

(b) *Fases.*- El proceso de evaluación de la seguridad involucra dos fases principales: la fase del examen y la fase del análisis. La fase del examen identifica deficiencias existentes y potenciales en la seguridad de la presa, como un proceso de revisión del proyecto, de la construcción, de la operación y de un examen del emplazamiento de la presa. La fase del análisis evalúa cada recomendación identificada en la fase del examen para determinar su importancia en la seguridad de la presa e identificar las acciones que se exigen para confirmar o resolverse todas las deficiencias de seguridad de la presa. Pueden identificarse y estudiarse problemas adicionales durante la fase del análisis.

(c) *Informes.*- Los informes en cada fase de la evaluación de seguridad deben de contener resultados, conclusiones, y recomendaciones. Estos informes deben ser objetivos, amplios, directos, y preparados a tiempo.

13.9. Inspecciones.

(a) *Tipos.*- Dos tipos de exámenes de campo evalúan la seguridad de las presas: el examen formal y el examen intermedio. Se llevan a cabo exámenes de campo cada 3 años junto con la Revisión de la Operación y los Exámenes de Mantenimiento. Un examen SEED formal se hace cada 6 años por un equipo multidisciplinar de ingenieros y un geólogo. Se caracteriza por una evaluación del estado del arte de la presa y sus rasgos accesorios, particularmente una revisión de las normas del plan, de la construcción, de la actuación, y los procedimientos de operación.

Los exámenes intermedios normalmente se llevan a cabo entre exámenes formales por un solo ingeniero de seguridad de presas. Para evaluar adecuadamente la seguridad de una presa existente, es necesario revisar el Libro de Datos y los datos de la operación de la instrumentación y otros archivos disponibles y

UDHCONECTA.COM

para realizar un examen detallado del emplazamiento de la presa, elementos accesorios, y otros elementos que pueden afectar a su seguridad. La intención de revisar los archivos es comprender las características físicas y la historia de la operación de la presa y los elementos accesorios e identificar cualquier proyecto potencial, construcción, actuación, o deficiencias operacionales. Después de repasar estos archivos, el ingeniero de seguridad de la presa debe de tener la información y la formación necesaria para realizar el examen de campo.

El examen de campo es una observación detallada y una evaluación de los rasgos visibles de la presa y sus estructuras accesorias. Si existen o se identifican potenciales deficiencias, se hacen recomendaciones para su corrección o para evaluarlas en más detalle. Se prepara enseguida un informe escrito con los resultados del examen, sus conclusiones y sus recomendaciones. Se evalúan las recomendaciones de los Informes de Exámenes SEED, tanto formales como intermedios, para determinar si existe alguna deficiencia de seguridad en la presa o una deficiencia potencial. El proceso de evaluación de las recomendaciones se describe en el apartado D de este capítulo.

(b) *Frecuencia.*- La seguridad de una presa debe de ser continuamente evaluada con exámenes de seguridad periódicos a lo largo de la vida de la estructura. Se establece la frecuencia de exámenes de campo cada 3 años, y se programan las revisiones SEED para que se lleven a cabo junto con los exámenes de la Revisión de la Operación y el Programa de Mantenimiento.

(c) *Libros de Datos.*- Una evaluación adecuada de la seguridad de la presa implica una revisión completa de los datos del proyecto, la construcción, y los registros del funcionamiento antes del examen en el campo. Se prepara un Libro de Datos par cubrir esta necesidad. Este libro es un resumen y una fuente sencilla de información, que recoge los registros pertinentes y la historia de la seguridad de una presa. Se prepara antes del examen formal inicial de cada presa y se pone al día cuando cambian los datos.

El Libro de Datos contiene todos los datos relativos a la seguridad de la presa obtenida de fuentes como los archivos de proyecto y la construcción de presas nuevas y de los archivos del proyecto, construcción, operación y mantenimiento, funcionamiento estructural, y los exámenes de seguridad de presas anteriores para presas existentes. Se copian los registros fuentes pertinentes para eliminar errores de la información técnica y de datos presentados en el Libro de Datos. Se prepara un resumen estadístico de la presa y se incluye en el Libro de Datos.

Para cumplir su propósito, el Libro de Datos debe mantenerse al actualizado. El equipo del examen es responsable de revisarlo, y ponerlo al día.

(d) *El Equipo del Examen.*- Un equipo para un examen formal está normalmente compuesto por ingenieros y un geólogo. Debe de tener el conocimiento técnico y la experiencia necesaria para evaluar críticamente el funcionamiento de presas en el pasado y anticipar eventos. Los miembros del equipo se seleccionan para ajustarse a las complejidades de la presa. Los equipos que normalmente realizan los exámenes formales incluyen un ingeniero civil, un ingeniero mecánico, y un geólogo. Los ingenieros deben de ser profesionales colegiados.

Los miembros del equipo deben de tener una experiencia considerable en el proyecto, construcción, y funcionamiento de presas y sus elementos accesorios. Varios miembros del equipo deben ser especialistas en las disciplinas siguientes: hidráulica, geotecnia, mecánica de rocas, diseño estructural, proyecto de presas de tierra y de hormigón, diseño mecánico, evaluación de las propiedades de los materiales, geología, e instrumentación.

El personal de campo familiarizado con la presa y los elementos accesorios deben de acompañar al equipo durante el examen de campo para contestar las preguntas acerca de la condición y el funcionamiento y el mantenimiento de los distintos temas, y sobre la operación del equipo. El equipo debe de hacer una revisión detallada de todos los datos pertinentes a la seguridad de la presa, un examen de campo, analizar todos los datos y resultados, actualizar el Libro de Datos, y preparar un Informe del Examen escrito que incluya lo que han descubierto, sus conclusiones, y las recomendaciones relativas a la seguridad de la presa.

D. ANÁLISIS TÉCNICOS

13.10. Generalidades.

Las deficiencias de seguridad en la presa, desde el punto de vista de la ingeniería y la geología, identificadas en los exámenes del emplazamiento y en otras fuentes se incluyen en una base de datos de un ordenador SOD (Safety of Dams) y se priorizan según su nivel de gravedad. De esta manera, todas las presas son priorizadas según la importancia de sus problemas, y entonces pueden programarse estudios para analizar la criticidad de los problemas identificados. Los problemas del SOD se analizan por técnicos especialistas y se escribe un Informe del Análisis. El Informe del Análisis se combina entonces con el Informe del Examen, el Resumen de la Dirección (que, incluye la información pertinente para gerentes sobre la presa y la clasificación global de seguridad), la Valoración del Riesgo Aguas abajo, y el Informe de la Conducta Estructural (que incluye gráficos de lecturas de la instrumentación e interpretación con respecto a la actuación estructural) para formar el Informe SEED.

Los tipos de recomendaciones analizados abarcan una gama amplia de problemas que normalmente se aplican a las presas. Estos normalmente incluyen el hidrológico-hidráulico, el sismo-tectónico, el geológico, el geotécnico, y los problemas estructurales. Los análisis usan la última tecnología y la metodología disponible dentro de las distintas disciplinas. Los análisis se llevan a cabo en dos fases. La Fase I es una valoración técnica que usa datos disponibles y asunciones conservadoras para determinar si el problema potencial identificado es una deficiencia del SOD. La Fase I normalmente se prepara para la sección de Informe de Análisis del Informe SEED. Si los resultados de esta fase están inconclusos, se programa una Fase II de estudio. La Fase II es un estudio más detallado que puede incluir investigaciones de campo y ensayos de laboratorio para establecer los parámetros de diseño necesarios para análisis más sofisticados. El nivel del análisis de la Fase II sería apropiado para un MDA (el Análisis de Decisión de Modificación). El MDA se usa para identificar la necesidad de una modificación para corregir deficiencias en la seguridad de la presa o en las estructuras accesorias e identificar el alcance de las modificaciones si se identifica una necesidad. El alcance de los análisis de la Fase I dentro de cada área, generalmente es el siguiente:

Paran conseguir el conocimiento base sobre una presa, un ingeniero o geólogo en cada disciplina debe de revisar cuidadosamente el Libro de Datos existente, el Informe del Examen, los registros de la operación y el mantenimiento, el Archivo Técnico del Proyecto y la Construcción, y cualquier información nueva o adicional. Una vez que se ha estudiado esta información base, se inician los análisis técnicos sobre las recomendaciones y los problemas detectados en el Informe del Examen. Durante ambas fases del análisis, los problemas potenciales de filtración, estabilidad, y sismicidad requieren a menudo un acercamiento multidisciplinario y, normalmente, otro examen "in situ" por lo

UDHCONECTA.COM

>arte de algunos de los que llevan a álisis. Después de los análisis de la aloración técnica puede concluir lo

necesaria ninguna acción adicional e la amenaza a la seguridad de la es baja o despreciable,

mente existe una amenaza a la dad de la presa, y debe de ninarse una acción correctiva, o

ecesitan estudios adicionales de o analíticos (Fase II) para evaluar oblemas.

os adicionales podrían necesitar de es superficiales y subterráneas que uerir taladros, toma de muestras, laboratorio, la instalación de ción, cartografía, u otros tipos de nes de campo necesarias para r los nuevos datos para el análisis

sificación de la Seguridad al.

se completa el análisis de la Fase a la presa una clasificación de la global. La presa puede ser omo SATISFACTORIA, JUSTA, NALMENTE POBRE, POBRE, o FACTORIA. Estas condiciones se o se indica a continuación:

CTORIA.– No existen o no se deficiencias de seguridad en la espera una actuación segura bajo condiciones de carga, incluyendo s tales como el MCE y el PMF.

No se identifica ninguna a en la seguridad de la presa para ciones de carga normales. Los idrológicos y/o sísmicos poco , probablemente producirían una a de seguridad en la presa.

ONALMENTE POBRE.– Se una potencial deficiencia en la de la presa para condiciones de carga inusuales que pueden ocurrir de forma real durante la vida esperada de la estructura. También pueden usarse las CONDICIONALMENTE POBRES cuando existan incertidumbres acerca de los parámetros que identifican una deficiencia potencial en la seguridad de una presa; se requieren investigaciones y estudios más extensos.

POBRE.– Se identifica claramente una deficiencia en la seguridad potencial de una presa para las condiciones de la carga normales. Se recomiendan acciones inmediatas para resolver la deficiencia; pueden ser necesarias restricciones en el embalse hasta la solución del problema.

NO SATISFACTORIA.– Se identifica una deficiencia en la seguridad de la presa bajo las condiciones normales. Se requiere una acción correctiva inmediata para la resolución del problema.

13.12. Valoración del Riesgo Aguas Abajo.

(a) *Generalidades.*- El riesgo aguas abajo se define como la pérdida potencial de vida o daño causado en propiedades por un vertido de una presa o por el agua liberada por la rotura parcial o completa de la presa [5].

La clasificación de riesgo no se asocia a la condición que tenga una presa y sus estructuras accesorias o con una actuación anticipada o la operación de una presa. Más bien, la clasificación del riesgo es un reconocimiento del impacto adverso más realista en la vida humana y los desarrollos aguas abajo si se produce la rotura de una presa.

El riesgo de las presas se debe clasificar por dos razones:

(1) El Manual del Departamento del Interior (DOI), apartado 753 [7], establece que debe de clasificarse el riesgo de cada presa del DOI.

(2) La clasificación del riesgo sirve como una herramienta de gestión para priorizar y seleccionar los niveles de los programas de las actividades de la seguridad de la presa y para programar la frecuencia de las reevaluaciones de la seguridad de la presa.

(b) *Determinación de Pérdidas Humanas.*- El sistema presentado en la tabla 13-1 es usado en la actualidad por la División de Seguridad de Presas del Bureau (Bureau of Reclamation) para clasificar las presas del Bureau y otras del DOI. [8].

Tabla 13-1.- Clasificación de riesgo

Clasificación	Pérdidas anticipadas de vidas	Pérdidas económicas
Bajo	0	Mínimas (agricultura poco desarrollada, construcciones dispersas deshabitadas, o fuentes de recursos naturales de poca importancia)
Significativo	1-6	Apreciable (área rural con agricultura desarrollada, industria, o lugares de trabajo, o fuentes de recursos naturales)
Alto	>6	Excesiva (área urbana incluyendo núcleos desarrollados, industria, agricultura o fuentes importantes de recursos naturales)

La pérdida anticipada de vida se refiere a las personas en la llanura de inundación, asentadas permanentemente o de forma temporal, cuyas vidas estarían en peligro si se produce la rotura de la presa. El uso permanente y temporal se define más abajo.

El uso permanente incluye:

- Las viviendas permanentemente habitadas (estructuras que se usen en la actualidad para alojar personas y que están permanentemente conectadas a servicios de luz, agua, etc; se asume que viven tres personas por cada vivienda basándose en el Censo Nacional de 1980); esto incluye las caravanas.
- Emplazamientos de obras que tengan personal trabajando diariamente (días laborables). Las zonas que generalmente estarían afectadas incluyen servicios públicos e instalaciones públicas vitales (plantas eléctricas, plantas potabilizadoras y estaciones de depuración de aguas, etc), plantas industriales privadas u operaciones incluyendo la producción de materiales (arena, grava, etc), granjas y piscifactorías.

El uso Temporal incluye:

- Carreteras principales y secundarias en el cauce o en la coronación de la presa.
- Campings y campamentos de tiendas de campaña.
- Otras áreas recreativas.

En la determinación de la pérdida anticipada de vida hay muchas incertidumbres y se requiere una buena estimación por parte del analista. Los análisis pueden indicar una inundación catastrófica de un área permanentemente ocupada con obvia pérdida de vida de cualquier ocupante, o puede indicar una inundación poco profunda (por ejemplo, de 30 a 60 centímetros) con las velocidades bajas en áreas de uso temporal. En el último caso, es difícil de determinar la cantidad de pérdidas humanas si ocurren, que se producirían por la avenida. Las personas pueden estar seguras si permanecen en los edificios o los automóviles, o si ellos se mueven a zonas más elevadas. La inundación puede ser simplemente el encharcamiento de una zona, de forma que una persona pueda vadearla con seguridad. A pesar de que la avenida tenga poca profundidad, un niño pequeño podría caer en una zanja o depresión, o puede ser arrastrado por agua que se mueva a gran velocidad de forma local.

Otros factores a considerar son la proximidad del riesgo y la hora del día. Debe de asumirse que un presa se rompe durante el tiempo más

UDHCONECTA.COM

inoportuno del día para advertir y evacuar a los residentes aguas abajo (11:00 p.m. a 6:00 a.m.). Sin embargo, una población puede ser susceptible a una inundación catastrófica, pero estar suficientemente lejos aguas abajo de la presa para permitir ampliamente la advertencia y evacuación de sus ocupantes.

Estos escenarios son casi interminables y cada caso es diferente. Debido a esto y dado que la valoración del riesgo afecta a la forma en que se opera una presa de acuerdo a su programa de seguridad de presas, debe de usarse un enfoque muy conservador estimando la pérdida potencial de vida.

Existen en los estudios también incertidumbres y errores al predecir las profundidades de la avenida y la conducta humana. Por ejemplo, las profundidades de la avenida reales pueden ser mayores que lo que indican los estudios, puede que las advertencias no lleguen a los residentes o pueden ignorarlas, o puede que no puedan evacuarse de forma segura de la avenida de la llanura de inundación. Por consiguiente, al estimar la pérdida anticipada de vida, deben de ser considerados todos los ocupantes que se crea que están en el área susceptible a la inundación.

(c) *Determinación de Pérdidas Económicas.*- La clasificación del riesgo de una presa debe de basarse primero en la pérdida de vida, y después en la pérdida económica. Así, si una presa es clasificada como un riesgo "bajo" o "significante" basados en la pérdida de vida, entonces debe de evaluarse la pérdida económica para determinar si está justificada una clasificación de riesgo más alta (vea tabla 13-1). La pérdida económica incluye el daño a los campos de secano, pastizales, residencias, edificios comerciales, servicios generales (electricidad, gas, etc), industrias, carreteras, autopistas, y ferrocarriles. También deben de considerarse los recursos naturales excelentes dentro de los parques declarados oficialmente, reservas, áreas salvajes, o los tipos similares de áreas. Dado que el valor monetario real de las propiedades varía con el tiempo y según los usos de la propiedad, no se intenta asignar valores estimados como pautas. La clasificación del riesgo basada en la pérdida económica debe, por consiguiente, estar basada en la estimación del analista.

(d) *Estimación del Área Inundada.*- Antes de que pueda estimarse la pérdida de vida o la pérdida económica, debe de conocerse la magnitud de la inundación por la rotura de una presa. Esto se logra usando uno de tres métodos diferentes: un estudio existente de la inundación, una estimación de un ingeniero, o un análisis de la inundación por la rotura de la presa.

(1) *Estudio Existente de la Inundación.*- Muchas presas tienen estudios de la inundación detallados asociados con ellas. Estos estudios de la inundación identifican la llanura de inundación como resultado de descargas de avenidas. Estos deben de usarse como la base de la clasificación del riesgo. Frecuentemente, estos estudios de inundación han sido realizados por especialistas de recursos de agua usando las últimas técnicas analíticas y normalmente son los estudios disponibles con más precisión.

(2) *Estimación del Ingeniero.*- A veces, dónde los riesgos son obvios, la clasificación de riesgo puede ser basada solamente en una inspección de campo o en mapas topográficos actuales. Considere los ejemplos siguientes:

a. Una población situada en la llanura de inundación inmediatamente aguas abajo de una presa
b. Una llanura de inundación desocupada y sin desarrollos aguas abajo hasta un punto dónde la avenida llega a una gran masa de agua (por ejemplo, un embalse grande o un océano) sin que amenace vida humana o cause pérdidas económicas.

En el ejemplo *a*, la presa sería, obviamente, clasificada como estructura de alto riesgo, pero en el ejemplo *b*, la presa seria, obviamente, una estructura de bajo riesgo. No sería necesario ningún análisis técnico detallado en ninguno de los dos casos.

(3) *Realizando un Análisis de Inundación por Rotura de la Presa.*- Si no existe un estudio detallado de la inundación, o no es obvia la clasificación del riesgo, entonces debe de hacerse un estudio de la inundación por rotura de la presa para definir el área de inundación. Están disponibles muchos métodos con diferentes niveles de sofisticación para realizar dicho estudio. La discusión técnica de cómo realizar un estudio de inundación por la rotura de una presa está más allá del alcance de esta sección. En cambio, se comentarán los términos generales en referencia al estado del arte de los métodos.

La discusión siguiente incluye un método simple para realizar un análisis preliminar. Este método es útil cuando no hay disponible personal técnico con conocimiento de los tránsitos de las avenidas o medios informáticos. Las tres fases del análisis de la inundación por la rotura de una presa necesitan determinar el tamaño de la brecha y la descarga, el tránsito de la avenida aguas abajo, y determinar la profundidad de la inundación en los posibles lugares de riesgo.

a. Determinar el Tamaño de la Brecha y el Caudal de Descarga.- Si se conoce el tamaño de la brecha, su pendiente, y el tiempo que tarda en producirse, puede determinarse el caudal de descarga usando principios hidráulicos. Sin embargo, a menos que se conozca una gran debilidad estructural y la obvia causa de la rotura, la determinación de los parámetros de la brecha se basa en la experiencia y el juicio del ingeniero.

Pueden hacerse muchas suposiciones y escenarios para prever la rotura de la presa: Una presa podría romperse por el vertido sobre coronación debido a una gran avenida o por sifonamiento en un día claro. Un presa de arco de poco espesor puede colapsar totalmente o sólo una sección de ella. La abertura completa de una presa puede necesitar tan poco como 30 minutos o más de 2 horas, y la brecha puede variar mucho en tamaño y forma. El embalse puede estar medio lleno o a su capacidad máxima. Factores como estos sólo pueden ser especulados antes de que se rompa una presa. Debido a estas incertidumbres debe de predecirse una brecha "razonablemente máxima" para clasificar los riesgos de la misma.

El tipo de presa y el tipo de rotura supuesto deben de ser considerados al estimar el pico máximo de la descarga. El tipo de la rotura supuesta puede involucrar el vertido sobre coronación de una gran avenida o un embalse lleno en una rotura con un "día soleado". Si se supone una rotura por vertido sobre coronación, debe de considerarse la cantidad, la duración, y el calado del vertido sobre coronación (combinado con la descarga por la brecha). Si se supone una rotura cuando el embalse está lleno, debe de considerarse un mecanismo de rotura. Este mecanismo de rotura podría involucrar sifonamiento, filtración, terremoto, inestabilidad de los taludes, debilidad estructural, o derrumbamiento de laderas.

El tipo de presa tiene un efecto importante en la configuración de la brecha y el pico de descarga. La presa puede ser una presa de tierra bien construida o pobremente construida, una presa de gravedad de hormigón o una presa arco, una presa de restos minerales (restos de la excavación de minas), o de muchos otros tipos.

Puede estimarse un pico máximo de descarga por la brecha basándose en la información de roturas producidas en otras presas o en las suposiciones de los parámetros de la brecha y aplicación de principios hidráulicos.

El Bureau utiliza un enfoque usando los datos históricos de roturas de presas, para generar una ecuación de la curva envolvente de la máxima descarga por la brecha [9]. Esta ecuación se desarrolló a partir de los datos históricos recogidos de los picos de las descargas por la brecha y la altura del agua detrás de la presa en el momento de la rotura:

$$Q = 75D^{1.85} \qquad (1)$$

donde:

UDHCONECTA.COM

Q = el pico de descarga máxima en la presa, en pies cúbicos por segundo, y

D = la altura del agua detrás de la presa en el momento de abrirse la brecha, en pies.

En el Sistema Internacional:

$$Q = 19{,}13D^{1.85} \qquad (1)$$

donde:

Q = pico de descarga máxima en m^3/s, y

D = altura del agua detrás de la presa en m.

Otra ecuación del pico de descarga máxima basada en datos históricos que también incluye el almacenamiento detrás ha sido desarrollada por el Subcomité de la Planificación de Acciones en Emergencia de ICODS (Interagency Comité on Dam Safety) [10]:

$$Q = 370(HS)^{0.5} \qquad (2)$$

donde:

Q = el pico de descarga máxima en la presa, en pies cúbicos por segundo, y

D = la altura del agua en el embalse medido desde el lecho del río, en pies, y

S = capacidad de almacenamiento del embalse que corresponde a H, en acre-pies.

En el Sistema Internacional:

$$Q = 0{,}5405(HS)^{0.5} \qquad (2)$$

donde:

Q = pico de descarga máxima en m^3/s, y

D = altura del agua en m, y

S = capacidad de almacenamiento del embalse que corresponde a H, en m^3.

Los valores obtenidos de las ecuaciones (1) y (2) pueden usarse directamente como entrada de un análisis del tránsito en el cauce o indirectamente determinando los parámetros de la brecha para un programa de ordenador determinístico. Las variables de entrada del modelo son escogidas de tal manera que el pico máximo de descarga de la brecha calculada, sea aproximadamente el valor que se obtuvo de la ecuación de la descarga máxima.

Los programas de ordenador normalmente usados para calcular la rotura de presas que usan procedimientos físicos son DAMBRK [11], SMPDBK [12], y HEC-1 [13]. Las ecuaciones y las recomendaciones presentadas en sus respectivos manuales son excelentes para predecir la descarga por la brecha. Sin embargo, la selección de los parámetros del modelo requiere un gran conocimiento de la mecánica de la rotura de una presa.

Pueden usarse datos históricos como base para determinar la descarga por la brecha. Si una presa que se ha roto y su embalse son similares a las dimensiones y estructura a la presa en estudio, puede asumirse que las descargas por la brecha máxima son similares. MacDonald y Langridge-Monopolis [14] presentan una buena base de datos histórica de roturas de presas.

MacDonald y Langridge-Monopolis también presentan un enfoque determinista para predecir los parámetros de la brecha para usar como variables de entrada en modelos de rotura de presas. Usan datos históricos de roturas de presas para desarrollar las relaciones gráficas para predecir las características de la brecha para las brechas producidas por erosión. También desarrollan una relación para estimar la descarga máxima en roturas de presas. Pueden usarse los parámetros determinados por procedimientos descritos aquí como entrada de datos a los programas de ordenador normalmente usados [11, 12, 13].

En el apéndice 4C de la Seguridad de Presas Existentes: La evaluación y Mejora [15], se incluye información adicional respecto a las suposiciones realizadas sobre las brechas. Determinar una descarga máxima por la brecha para usarla en la clasificación de riesgo es muy subjetivo, no hay ninguna "receta de cocina" o procedimiento único que sea aplicable para todas las situaciones. Por lo tanto, es muy útil usar varios métodos diferentes (incluso los datos de presas que han fallado), comparar los resultados, y elegir la descarga máxima por la brecha que parezca más razonable. El ingeniero que lleve a cabo el análisis debe de tener un gran conocimiento de los mecanismos de rotura de las presa y de hidráulica y debe de estar muy familiarizado con las roturas históricas de presas. Sólo entonces el ingeniero podrá tomar una buena decisión al determinar la máxima descarga razonable por la brecha.

Afortunadamente, no es necesario elegir la descarga máxima por la brecha con gran exactitud porque la diferencia en los calados de la avenida calculados por el tránsito de diferentes avenidas aguas abajo disminuye con la distancia aguas abajo de la presa y finalmente se vuelve despreciable. Esta distancia depende de la descarga en la presa, del almacenamiento del embalse, y de la configuración, pendiente, y rugosidad del cauce.

b. Tránsito de la Descarga Aguas Abajo.- La descarga de la presa se atenúa con el tránsito (es decir, disminuye gradualmente) a medida que viaja aguas abajo de la presa. Para determinar la atenuación de la descarga máxima en los puntos de interés seleccionados, se calcula el tránsito de la avenida aguas abajo. Normalmente, con el propósito de la clasificación de riesgo, sólo se calcula el tránsito de la descarga máxima.

Muchos factores afectan a la atenuación del pico de la avenida:

Atenuación pequeña	*Atenuación grande*
Embalse de gran volumen	Embalse de pequeño volumen
Canal pequeño y almacenamiento sobre las riveras	Canal grande y almacenamiento sobre las riveras
Canal con pendiente pronunciada	Canal con pendiente suave
Poca resistencia al flujo del caudal	Mucha resistencia al flujo del caudal
Flujo supercrítico	Flujo subcrítico

Un procedimiento sencillo del cálculo del tránsito se basa en la ecuación del "ratio de atenuación" (3a) o (3b) determinada a partir de roturas históricas de presas.

La ecuación del ratio de atenuación es:

$$Q_x = 10^{\left(\log\left[75D^{1.85}\right]-aX\right)}, \text{ si } S/D > 40, \text{ o (3a)}$$

$$Q_x = 10^{\left(\log\left[370(DS)^{0.5}\right]-aX\right)}, \text{ si } S/D < 40 \text{ (3b)}$$

donde:

Q_x = descarga máxima en la milla X, en pies cúbicos por segundo.

S = almacenamiento, del embalse a la altura de la coronación de la presa, en acre-pies,

D = altura de agua detrás de la presa medida desde la coronación al lecho del río, en pies,

a = 0.01 para embalses con almacenamiento > 1,500 acre-pies,

a = 0.04 para embalses con almacenamiento entre 800 y 1,500 acre-pies, y

a = 0.1 para almacenamiento <800 acre-pies.

El DAMBRK [11] usa un procedimiento sofisticado y complejo, el método de la onda dinámica. El método de DAMBRK se basa en las ecuaciones de flujo variable no uniforme.

SMPDBK [12] calcula el tránsito del pico de la avenida almacenando el volumen de la avenida en el cauce a medida que la avenida avanza, usando los datos de la geometría del cauce y curvas de atenuación desarrolladas por DAMBRK aguas abajo [11]. Este método está basado en las características físicas, es exacto, relativamente fácil de usar, y no requiere mucho tiempo. Es un modelo excelente para clasificar el riesgo cuando la hidráulica del cauce no es muy complicada y no se necesita una gran precisión en los cálculos.

Se recomienda el DAMBRK, si se necesita más precisión, o debe de tenerse más en cuenta la hidráulica. Este modelo emplea el método de la onda dinámica para el tránsito de la avenida.

UDHCONECTA.COM

Sólo los métodos de la onda dinámica tienen en cuenta los efectos de aceleración asociados con las ondas de avenida al romperse una presa y la influencia de los efectos de las curvas de remanso aguas abajo producidas por los estrechamientos del cauce, las presas, los taludes de puentes, y los caudales de afluentes. DAMBRK calcula el tránsito del hidrograma completo, no sólo el flujo máximo, aguas abajo. El manual de DAMBRK [11] indica:

> "El hidrograma se modifica (se atenúa, se retrasa, y lamina) a medida que fluye por el valle debido a los efectos del almacenamiento del valle, la rugosidad, las componentes de la aceleración de la onda, y las obstrucciones aguas abajo y/o las estructuras de control del flujo. Las modificaciones de la onda de avenida se manifiestan como atenuaciones de la elevación del pico de la venida, esparcimiento o dispersión del volumen de la avenida y cambios en la celeridad (velocidad de movimiento) o tiempo de tránsito de la onda de avenida. Si el valle aguas abajo tiene un volumen de almacenamiento importante como una llanura de inundación ancha, la avenida puede atenuarse mucho e incrementarse mucho su tiempo de transito."

HEC-1 [13] usa técnicas de tránsito hidrológicas semiempíricas. Se recomienda para los estudios preliminares cuando el tiempo y los fondos son limitados y no es necesario un grado más alto de exactitud.

c. Determinación de los Calados de la Avenida.- El producto final de un estudio de inundación de una presa realizado para la clasificación del riesgo son las líneas de inundación. Pueden determinarse las líneas de inundación rápidamente si los calados de la inundación (máxima elevación de la superficie del agua) son conocidos en el área de estudio. Esto se logra definiendo la máxima elevación de la superficie del agua en ambos lados del cauce en los mapas topográficos. El área entre las líneas de inundación es el área de la inundación.

Casi todos los procedimientos ampliamente usados para determinar el calado de la avenida están basados en la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1.48}{n} A R^{2/3} S^{1/2} \qquad (4)$$

donde:

$Q = Q_x$ = descarga máxima, en pies cúbicos por segundo,

A = sección transversal hidráulica, en pies cuadrados,

R = radio hidráulico, en pies,

S = pendiente del gradiente de energía, y

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

En el Sistema Internacional:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$$

donde:

Q = descarga máxima, en m^3/s,

A = sección transversal hidráulica, en m^2.

R = radio hidráulico, en m,

S = pendiente del gradiente de energía, y

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

El radio hidráulico y el área de la sección transversal son variables que dependen del calado. Ésta se resuelve para un calado dadas todas las otras variables. La mayor diferencia entre los métodos para resolver la ecuación de Manning está en el detalle del cálculo del área de la sección transversal y del radio hidráulico.

Los modernos métodos del cálculo del tránsito de avenida son más sofisticados y precisos, pero también tienen limitaciones y muchas fuentes de error. Algunas de éstas se indican a continuación:

- ¿Cuál es el caudal de entrada al embalse en el momento de la rotura?
- ¿Cuál es el tamaño de la brecha, su forma y el momento en que se forma?
- ¿Cuál es la resistencia al flujo (n de Manning) del cauce aguas abajo o valle?

- ¿Cuál será el efecto del sedimento en la capacidad del cauce y la rugosidad y en la propagación de la avenida?
- ¿Las ecuaciones modelan el transito de la avenida?
- ¿Cuánto volumen de la avenida se pierde por el almacenamiento del cauce y la infiltración?
- ¿Hay una predisposición personal al elegir los parámetros del modelo?

Sin embargo, los efectos de estos errores no son tan severos como ellos pueden parecer. Como indica Fread [16]:

> "Los errores asociados con las características de la brecha se reducen cuando se propaga la avenida aguas abajo y el grado de reducción depende de la forma de la sección transversal y del volumen del embalse. También, el porcentaje de error en el calado calculado es menor que el del tránsito de la avenida, el área de la sección transversal y/o la resistencia al flujo. También hay una reducción del error en la celeridad de la onda causada por el error en el coeficiente de resistencia. Estas propiedades de los errores ayudan a mejorar la precisión que se puede ahora lograr con los modelos de tránsito de avenidas de rotura de presas."

Los errores y las limitaciones mencionadas se presentan para enfatizar que los estudios de inundaciones de presas no son exactos. Por consiguiente, el ingeniero debe de ser muy cauto al tomar decisiones importantes con respecto a la clasificación de riesgo basándose en los resultados de un estudio. Por ejemplo, si los resultados de un estudio indican que los niveles de agua por una avenida por la rotura de una presa inundan una población en menos de 0,3 m (1 pie), su clasificación de riesgo no tiene que ser obligatoriamente "Baja". Hay que comprobar la sensibilidad de varios parámetros para determinar si los calados de la avenida en la población serian significativamente mayores si se da una correcta combinación de circunstancias y valores de las variables del modelo.

Tiene que hacerse un modelo de tránsito de una avenida por rotura de una presa sólo hasta que la clasificación de riesgo pueda ser asegurada o hasta que se alcance una "adecuada evacuación de la avenida". Por ejemplo, si se determina que una población localizada a 1,6 km (1 milla) aguas abajo de una presa se inundaría por una avenida de rotura de la presa, resultando una clasificación de riesgo "Alta", entonces no es necesario continuar el estudio aguas abajo.

La evacuación adecuada de la avenida se define como ese punto debajo del cual el potencial de pérdidas humanas y daños importantes a propiedades causados por el tránsito de avenidas parece limitado.

Esto incluye situaciones tales como:

- Ninguna ocupación humana
- No se anticipa ningún desarrollo futuro
- Las avenidas se almacenan en un gran embalse aguas abajo.
- Las avenidas quedan confinadas en el canal
- Las avenidas entran en una bahía, océano o un gran canal.

13.13. Análisis de Problemas Hidrológicos/Hidráulicos.

(a) *Generalidades*.- Los análisis de los problemas hidrológicos-hidráulicos pueden incluir la revisión del funcionamiento actual y los informes de los exámenes, los estudios de avenidas con el PMF recientemente aprobado, o los estudios de evacuación y el comportamiento estructural e hidráulico probable del vertedero y los desagües bajo grandes descargas.

(b) *Tránsito de la Avenida*.- Los hidrogramas seleccionados deben de moverse a través del embalse usando estimaciones conservativas del tránsito, como se indica en el ACER (Assistant Commissioner-Engineering y Research), Memorando Técnico No. 1, "Criterios para Seleccionar y Ajustar las Avenidas de Diseño para Presas de Almacenamiento y

UDHCONECTA.COM

Recomendaciones para Aplicar dichos Criterios a las Presas de Almacenamiento Existentes" [17]. Para los estudios de la fase I, el estudio de la avenida debe de ser igual al PMF para las presas con riesgos importantes y altos.

(1) Si se determina que se producirá un vertido sobre coronación, debe de determinarse el pico de la descarga, el máximo nivel de la superficie del agua y la duración del vertido sobre coronación (asumiendo que la presa no se rompa).

(2) Si el estudio de avenidas amenaza la seguridad de la presa, hay que calcular el tránsito de los hidrogramas de las avenidas de periodos de retorno de (por ejemplo 200 y 100 años) a través de la presa para proporcionar información adicional de la adecuación de la presa y sus elementos accesorios a la hidrología/hidráulica. Hay que calcular el tránsito de las avenidas iguales a varios porcentajes del pico del PMF y el volumen del PMF a través de la presa, y determinar el impacto en la presa, en sus elementos accesorios y en el canal aguas abajo. Para una presa de tierras, hay que determinar el porcentaje del tránsito de la avenida que puede contenerse sin que vierta por coronación y que guarde un resguardo de 0,9 m (3 pies).

(3) Si no se produce vertido por la coronación con el hidrograma de entrada seleccionado, debe de determinarse el pico de la descarga, el resguardo, la máxima descarga y la duración de la descarga que supere a la de diseño (o información similar). Hay que determinar el resguardo necesario para la nueva cota máxima del agua del embalse, de acuerdo al Memorando Técnico de ACER nº2 "Criterios y Recomendaciones del Resguardo para calcularlo en Presas de Almacenamiento"[18].

(c) *Estudios de Evacuación de Embalses.*– Los estudios de evacuación de Embalses deben cumplir el criterio contenido en ACER en la Memoria Técnica No. 3, "Criterios y Pautas para Evacuar los Embalses de Almacenamiento y Dimensionar los Desagües a poca Altura"[19]. El estudio de la evacuación requiere que el investigador determine la capacidad de la descarga y la fiabilidad del desagüe, la velocidad segura de desembalse, la máxima descarga segura aguas abajo y la media máxima de las entradas al embalse para los periodos de evacuación considerados.

(d) *El Vertedero y el Funcionamiento de los Desagües.*- El vertedero y los desagües deben de evaluarse respecto a la hidrología/hidráulica.

(1) Debe de determinarse la fiabilidad del vertedero o los desagües si se usan para el tránsito de avenidas o si su fallo al operar en condiciones normales pone en riesgo la presa. Es particularmente peligroso cuando las estructuras son automáticas.

(2) Hay que evaluar la capacidad y el funcionamiento de las estructuras accesorias cuando se usan para el tránsito de la avenida seleccionada. Puede excederse la capacidad proyectada de la estructura de tal manera que ésta no funcione como fue diseñada; sin embargo, a menos que su funcionamiento o fallo ponga en peligro la presa puede tratarse como un riesgo aceptable.

(3) Hay que evaluar la cavitación y la erosión potencial en algunas estructuras. El incremento de los picos de las descargas, la extensión de la duración de la operación de las avenidas y el deterioro estructural pueden afectar al funcionamiento o a la integridad de las estructuras accesorias de forma que pongan en peligro la presa.

(4) Hay que evaluar la geología y la cimentación alrededor de las estructuras accesorias para asegurar que no afectarán negativamente a la operación de la estructura y pongan en peligro la presa.

13.14. Análisis de Problemas Sísmicos.

El propósito de este análisis es estimar la carga de un terremoto que puede afectar a la estructura.

El análisis para determinar la sismicidad de un emplazamiento requiere la revisión de los archivos e informes sísmicos y la interpretación de los sensores remotos. Pueden usarse ambos enfoques generales, básicamente determinados por si el emplazamiento de la presa está al oeste o al este del límite oriental de la Provincia Sismotectónica de Rocky Mountains. Al oeste de las Rocky Mountains, es generalmente posible un enfoque determinista, pero pueden usarse los métodos probabilísticos exclusivamente o junto con los métodos determinísticos. Un enfoque determinístico usa las características de la falla y el historial sísmico combinados con las distancias al epicentro para determinar la carga potencial del terremoto. Al este de la Provincia de las Rocky Mountains, normalmente es más adecuado un enfoque más probabilístico. Usa la proporción de repeticiones basadas en el historial sísmico para predecir las distancias al epicentro para el MCE en cada área que se produzca, y predice los eventos de una magnitud menor y su distancia para una probabilidad de ocurrencia dada. Estos eventos probabilísticos se usan a menudo para estimar las cargas potenciales por terremoto. Otras consideraciones para evaluar el comportamiento durante un terremoto incluyen el potencial de fallo en la cimentación y los estribos, el movimiento relativo del vaso del embalse y la formación de una ola en el embalse por el terremoto.

Inicialmente, un emplazamiento se evalúa usando la información disponible y, posiblemente, un reconocimiento breve del emplazamiento. La evaluación inicial utiliza distancias conservadoras. Si el análisis geotécnico inicial usando esos parámetros conservadores no identifica deficiencias potenciales en la presa, puede no ser necesario investigaciones sísmicas adicionales. Sin embargo, si se identifican potenciales deficiencias, se necesita un análisis sísmico más extenso y un estudio sísmico detallado según el estado del arte, pudiendo ser necesario mapas de fallas, situación de las fallas, fechas de actividades pasadas, monitorización de los microseísmos de las estructuras importantes y otras técnicas.

13.15. Análisis de Problemas Geológicos.

(a) *Generalidades.*– Las áreas principales de preocupación sobre su geología son la estabilidad del margen del embalse, los estribos, y la cimentación; la filtración en la cimentación; y el riesgo de deslizamientos de laderas. El análisis geológico debe de localizar o de establecer la información detallada sobre la estructura de la roca, la sismicidad y efectos sísmicos relacionados, y las propiedades geofísicas de terraplenes y cimentaciones. El análisis debe de consistir en (1) una revisión del informe geológico de la construcción, todos los datos de sondeos, datos geofísicos, datos grabados por la instrumentación e informes de pasadas filtraciones y movimientos del agua en el subsuelo; (2) el estudio de las propiedades de los materiales y de las estructuras; y (3) las interpretaciones remotas de fotografías aéreas.

La contribución geológica frecuentemente incluye una discusión interpretativa de la revisión de los archivos geológicos, los informes, y la cartografía geológica. Esto proporciona información respecto a las masas de las laderas que pueden deslizar y características de la estructura de las rocas, como la cimentación, las juntas, las faltas, la foliación, y en algunos casos, el riesgo volcánico. Además, en los análisis geológicos se incluyen los resultados de nuevos estudios de los sensores remotos.

(b) *Análisis en la Fase II.*- Para llevar a cabo los análisis recomendados de la fase II, los geólogos necesitan involucrarse mucho en la

UDHCONECTA.COM

definición de los programas de investigación de campo para recoger datos adicionales o muestras. El análisis de la fase II puede incluir tanto sondeos como métodos geofísicos.

Los métodos con taladros para la exploración generalmente suelen ser los mismos métodos para taladrar y tomar muestras usados para investigar un emplazamiento para su proyecto, aunque debe de prestarse atención especial a piezómetros instalados y recoger la información de la presión hidrostática y de filtración. Además, puede ser necesaria una exploración especial de tierras potencialmente licuables. Se usan extensivamente dos programas geofísicos especializados en el Programa SEED. Un programa identifica las anomalías a lo largo de una presa de tierra o cimentación. Si tales anomalías existen, el procedimiento usual es recomendar una mayor exploración, como realizar ondeos, para definir las propiedades de los materiales. El otro programa usa las velocidades de las ondas cortantes derivadas de los estudios sísmicos para los análisis sísmicos de estabilidad.

Las distintas técnicas geofísicas y sus implicaciones se usan para las investigaciones SEED como sigue:

(1) Refracción Sísmica y Reflexión.- Este método mide las velocidades de la onda de compresión de las capas y velocidades en el terreno. Si hay cualquier cambio en los materiales de tierra de una presa, se genera una anomalía en la velocidad. La velocidad en el terreno y las velocidades a compresión pueden usarse como un parámetro en la determinación de la respuesta dinámica de una presa de tierras cuando las velocidades de onda de cortante no están disponibles.

(2) Investigaciones de Velocidad de onda de Cortante.- Las velocidades de la onda de cortante se miden con los métodos agujero hacia abajo, a través y hacia arriba, usando un sismógrafo de retracción estándar como registrador. Las velocidades de onda de cortante se usan como uno de los parámetros clave en la determinación de la respuesta dinámica de una presa.

(3) Inspecciones con Radar.– Las inspecciones con Radar miden las reflexiones de la medida de cualquier interfaz que tiene un contraste en sus propiedades dieléctricas complejas. El radar se usa para localizar agujeros en el hormigón y detrás de las paredes del túnel, y para evaluar el suelo cerca de la superficie.

(4) Inspecciones de Resistividad.– Las inspecciones de la resistividad miden las propiedades eléctricas del suelo y la roca. La resistividad principalmente se usa para localizar la superficie freática a través de los terraplenes de tierra.

Generalmente se necesita la información obtenida del análisis de los problemas geológicos para el análisis de problemas geotécnicos. En algunos casos, el análisis geológico puede indicar una necesidad de un análisis geotécnico adicional, o puede, por sí solo, identificar una deficiencia en la seguridad de la presa. Un ejemplo de tal caso es un gran riesgo de deslizamiento de ladera que puede hacer necesario la instalación de una extensa instrumentación de monitorización de la ladera y un sistema de advertencia y la modificación del SOP's de la presa.

13.16. Análisis de Problemas Geotécnicos.

(a) *Generalidades.*- Los análisis de los problemas geotécnicos pueden incluir una evaluación de los datos disponibles, análisis de la estabilidad estática, análisis de la filtración, de la estabilidad dinámica (deformación) y análisis de la licuefacción.

El comportamiento de la estructura bajo las condiciones de carga máximas anteriores mantiene a menudo una base parcial para su valoración. Se juzga la calidad del comportamiento según el estado a la vista de la estructura, como se describe en los Informes de Inspección, y en los archivos disponibles de la instrumentación (Informe del Comportamiento Estructural).

Todos los datos disponibles de la instrumentación del Informe del Comportamiento Estructural y de otras fuentes se revisan durante la evaluación geotécnica. Si no se dispone de ningún dato o sólo están disponibles datos muy limitados, se decide si se necesita instrumentación adicional para evaluar un problema potencial de la seguridad de la presa.

Para cada presa se hace una valoración de la estabilidad estructural e integridad del control de la filtración del terraplén y la cimentación bajo las cargas estáticas. El alcance de la valoración varía en cada caso, dependiendo de los siguientes factores:

(1) La condición visual del terraplén y la cimentación

(2) Registros de la operación y comportamiento

(3) Altura estructural e hidráulica del terraplén

(4) La zonificación del terraplén y la pendiente exterior

(5) La capacidad del embalse, las normas de funcionamiento, y la capacidad de evacuación

(6) La clasificación del riesgo

(7) La ingeniería relevante y la información geológica disponible

(b) *Los Análisis de Estabilidad Estáticos.*– Hay que analizar la estabilidad estática del terraplén y la cimentación, vea USBR Design Standars No. 13, capítulo 4, "Análisis Estáticos de Estabilidad". Hay que usar los datos como los mapas geológicos, informes de los sondeos, los ensayos de laboratorio, las estimaciones de la superficie freática y los métodos de construcción cuando estén disponibles. Las estimaciones de la resistencia al cortante para el análisis se basan en los tipos de materiales, granulometrías y métodos de consolidación, y normalmente asume que se alcanza a largo plazo una situación consolidada y resistencia drenada. Se estiman las superficies freáticas usando los datos disponibles de piezómetros, o son supuestos basándose en la zonificación del terraplén y las configuraciones de las pendientes. Normalmente se realizan los análisis de estabilidad para una condición de filtración en régimen permanente. Se realizan análisis de vaciado rápido según todos los casos, como determinen los factores como la situación del embalse de la presa (esté en el cauce o no), el vaciado (la evacuación del embalse), la capacidad de los elementos accesorios, la capacidad de desagüe de las zonas del terraplén, y la posibilidad de que el embalse se rellene rápidamente después de una avenida y antes de que se pueda reparar un deslizamiento de una ladera.

(c) *Análisis de Estabilidad con Filtración.*– Debe de evaluarse la estabilidad del terraplén y de la cimentación con filtración. Este análisis se enfoca en factores como el aumento de la filtración con tiempo y la presencia de cenotes, cavidades, y arenas movedizas. En la evaluación se usa la información existente y los archivos. Cuando hay suficientes datos disponibles se realiza un análisis de gradientes críticos, formación de canales y elementos finitos. Deben de evaluarse la integridad de los filtros para controlar la filtración, los drenajes, las capas impermeables y los materiales de la zona de transición.

(d) *Análisis de la Estabilidad Dinámica (Deformación).*– Hay que hacer un análisis de la estabilidad dinámica (deformación) del terraplén y la cimentación, vea las Normas de Diseño del USBR No. 13, capítulo 13, "Análisis de Estabilidad Dinámica". Debe de evaluarse la estabilidad dinámica de la presa a los terremotos desarrollados en la revisión sismotectónica. Si se comprueba que el terraplén no es susceptible a la licuefacción, hay que hacer análisis que incorporen la dependencia respecto del tiempo de la aceleración terrestre y la respuesta dinámica. Este análisis es más sofisticado que el análisis

UDHCONECTA.COM

del seudo-estático. El paso inicial debe de ser un análisis SEED simplificado que use el espectro de la respuesta de la NRC (Comisión Reguladora Nuclear). Los efectos locales del emplazamiento no son considerados en la determinación de las amplitudes espectrales. Los resultados incluyen lo siguiente:

- Los desplazamientos permanentes a lo largo de las superficies de rotura supuestas extendiéndose a través del cuarto de la parte superior de la presa, la mitad superior de la presa, y la altura completa del terraplén que es el resultado de los MCE's críticos o los terremotos probabilísticos apropiados.
- Las distancias al epicentro de los eventos con las magnitudes de M = 6 ½ , 7½, y 8¼ que causarían una deformación permanente de 0,9 metros (3 pies) a lo largo de una superficie de rotura que se extiende a través de una sección crítica del terraplén (los análisis la fase II, más sofisticada, se llevarían entonces a cabo según fueran necesitados). Normalmente se realizan análisis más sofisticados (es decir, progresivamente más exactos) hasta que se determine que presa es segura o insegura, que es normalmente lo más difícil.
- Análisis de la Licuefacción.- Deben de hacerse análisis de licuefacción de todas las cimentaciones y los terraplenes dónde una valoración inicial indique la presencia de materiales potencialmente licuables. Los análisis de licuefacción iniciales deben de hacerse por los métodos simplificados. Los análisis de la fase II deben de hacerse hasta lo que sea necesario.
- Rotura por Desplazamientos en la Cimentación de la Presa y en los Estribos.- Hay que evaluar los efectos de roturas por desplazamiento caso por caso porque algunos emplazamientos tienen un bajo potencial de roturas por desplazamiento en la cimentación o los estribos y algunos terraplenes tienen zonas de control de las roturas.
- Seiche (onda de oscilación).– Hay que analizar los efectos de la onda de oscilación en la masa de agua generada por las aceleraciones del terreno (es decir, no por las fallas, desplazamientos, o por deslizamientos de laderas en el embalse) con oscilaciones del terreno perpendiculares y paralelas a la presa. Si los terremotos que se están estudiando tienen una cantidad de energía importante en estos períodos, entonces puede hacerse un análisis de superposición modal simplificado, y estimar las amplitudes de las ondas resultantes. Deben de hacerse los análisis adicionales de la fase II cuando sea necesario y estos deben de incluir un estudio de los efectos de vertidos sobre coronación.
- Ondas por Deslizamientos de Laderas y Desplazamientos de Fallas.- Los efectos de las olas en el embalse generadas por deslizamientos de laderas y desplazamientos de fallas se evalúan caso por caso porque algunas zonas de los embalses tienen un bajo potencial para el desprendimiento de laderas o desplazamiento de fallas.

(e) *Análisis de la Fase II.*– Cuando los resultados de los análisis de estabilidad estáticos y dinámicos y los de filtración de la fase I indican un coeficiente de seguridad bajo o marginal, se identifican las necesidades de análisis en la fase II.

Cuando se identifican situaciones como un incremento en la filtración en el tiempo o la presencia de agujeros, cavidades o acumulaciones de arena puede ser recomendable realizar investigaciones o estudios adicionales. Las necesidades de la fase II incluyen sondeos, toma de muestras, ensayos de laboratorio, instalar y monitorizar instrumentación y analizar los resultados de estas acciones.

13.17. Análisis de Problemas Estructurales.

(a) *Generalidades.*- Los análisis de problemas estructurales pueden incluir análisis dinámicos y estáticos de las presas de arco de hormigón,

las presas de gravedad de hormigón y de las estructuras accesorias de todas las presas. En esta sección se presenta un resumen de los análisis estructurales. En el capítulo 8, Diseño de Presas de Arco [1], y Diseño de Presas de Gravedad [2], se incluyen procedimientos y criterios adicionales.

(b) *Análisis de Presas Arco de Hormigón.*-

(1) *Generalidades.*- Los análisis estáticos y dinámicos de presas de arco se basan en simulaciones de ordenador tridimensionales de la respuesta de la presa y la cimentación a una serie de combinaciones de cargas. El modelo de ordenador puede ser del tipo de carga de prueba o de elementos finitos para análisis estáticos o un programa de elementos finitos para análisis dinámicos. Se considera que la presa es homogénea, elástica, e isotrópica, y generalmente se considera la cimentación heterogénea, inelástica, y anisotrópica. Para los análisis de la fase I deben de estimarse las propiedades de los materiales a partir de los mejores datos disponibles. Si no hay valores específicos disponibles del hormigón, hay que usar los valores medios de [1] y [20]. Las propiedades de los materiales de la cimentación deben de ser los valores medios de los datos del proyecto original o documentación de la construcción.

Deben revisarse la instrumentación y los informes del examen para analizar cómo ha respondido la estructura a las cargas durante su historia; por ejemplo, la subpresión de la cimentación o el agrietamiento de la presa.

(2) *Cargas.*- Las combinaciones de cargas que deben de ser consideradas son las "usuales", "inusuales", "extremas", y "otras".

a. Combinaciones de Cargas Usuales.– Como las presas arco de hormigón pueden ser tan sensibles a las variaciones de temperatura como a las cargas del embalse, las combinaciones de cargas normales deben de incluir la carga por temperatura usual del hormigón máxima y mínima junto con las cargas de la altura más probable del embalse que tenga en el momento de las temperaturas máximas y mínimas del hormigón. En la combinación de cargas deben de incluirse las cargas muertas, por las curvas de remanso, por el hielo y las cargas de sedimento apropiadas.

Deben de combinarse las cargas para el embalse en su nivel normal y mínimo de proyecto con las cargas usuales debidas a la temperatura del hormigón en el momento de producirse las cargas para el nivel normal y mínimo del embalse para las combinaciones adicionales de cargas usuales. Deben de incluirse las cargas muertas, por las curvas de remanso, por el hielo y las cargas de sedimento apropiadas en las combinaciones de las cargas.

b. Combinaciones de Cargas Inusuales.– Se combina la carga de la elevación máxima del embalse con la carga de la temperatura media del hormigón asociada, combinada con las cargas muertas apropiadas, las de las curvas de remanso y las cargas de sedimentos para producir la combinación de carga inusual. La elevación máxima del embalse probablemente será la debida al tránsito de PMF.

c. Combinación de Cargas Extrema.- La combinación de cargas extrema combina los efectos del MCE con cualquiera de las combinaciones de cargas usuales.

d. Otras Cargas e Investigaciones.- Cualquiera de las otras combinaciones de cargas pueden combinarse con las presiones hidrostáticas dentro de la cimentación para el análisis de estabilidad de cimentación. Además, deben de analizarse cualquier otra combinación de cargas que el investigador considere importante.

(3) *Análisis Sísmicos.*- El análisis sísmico de un presa arco debe de realizarse para movimientos de terreno que actúen en vertical, perpendicular al cañón, y en las direcciones aguas arriba y aguas abajo. Hay que determinar para cada MCE el espectro de la respuesta en el emplazamiento, tal y como se indica en la sección 13.14. Los acelerogramas necesarios pueden calcularse haciendo los ajustes apropiados a los acelerogramas existentes o

UDHCONECTA.COM

artificialmente generados para las tres direcciones del movimiento del terreno.

Los espectros de la respuesta generados por los acelerogramas deben de corresponder al espectro de respuesta del proyecto. El acelerograma o la historia a lo largo del tiempo puede entonces aplicarse a un modelo de elementos finitos como la parte de la combinación de cargas extrema. Pueden necesitarse análisis sísmicos adicionales realizados con OBE (terremoto base operativo) y DBE (terremoto base de proyecto) para determinar la combinación de cargas crítica.

(4) *Factores de Seguridad.*- Los factores de seguridad indican la capacidad de la estructura para resistir las cargas aplicadas; es la resistencia especificada o conocida de la presa o del material de la cimentación dividida por la tensión resultante de las cargas aplicadas. El criterio de los factores de seguridad se presenta en detalle en Diseño de Presas Arco [1] y "Criterios de Diseño para Presas Arco y Gravedad" [20]. Se establecen factores de seguridad para las tensiones de compresión, la tensión cortante, la resistencia a la fricción y deslizamiento. Los factores de seguridad aceptables disminuyen su valor desde las condiciones de carga usuales a las inusuales y a las extremas. Los factores de seguridad de la cimentación tienen valores más altos debido a la variabilidad de la resistencia común en los materiales de la cimentación.

Se evalúan las tensiones desarrolladas por las cargas aplicadas con el criterio de la tensión específica en que se presenta en [1] y [20]. La tensión aceptable en la presa aumenta en las combinaciones de cargas usuales a las inusuales y de éstas a las extremas. Raramente se necesita una determinación de la resistencia de la roca porque las juntas sin cerrar, las cizalladuras y las fallas no pueden transmitir la tensión a la cimentación.

Será necesario una fase II del análisis estructural si el estudio de la fase I indica que la aplicación de las combinaciones de cargas produciría unos factores de seguridad bajos, o si las investigaciones sismotectónicas de la fase II indican un MCE mayor que el estudio de la fase I. Para la investigación de la fase II, pueden tomarse muestras de las zonas críticas de la presa y la cimentación para determinar las propiedades reales de los materiales.

(c) *Análisis de Presas de Gravedad de Hormigón.–*

(1) *Generalidades.*- Los análisis estáticos y dinámicos de las presas de gravedad son similares a los análisis de las presas de arco, exceptuando que la estructura y la cimentación se modela en dos dimensiones y la presión hidrostática interior se usa para calcular las tensiones. Esta sección enfatiza las áreas dónde los análisis de presas de gravedad difieren de los análisis de presas arco (sec. 13.17(b)). Una descripción más completa de los análisis de presas de gravedad se presenta en capítulo 8 y en [2] y [20].

(2) *Cargas.*- Las combinaciones de cargas que deben de ser consideradas son "usual", "inusual", "extrema", y "otras".

a. Combinaciones de Cargas Usuales.- Se combina la carga de la elevación de proyecto normal del embalse con las cargas muertas apropiadas, la subpresión, el sedimento, el hielo, y las curvas de remanso para las combinaciones de cargas usuales. Si son aplicables las cargas de temperatura, deben de usarse las cargas por temperatura mínima que se produzca en el momento de la elevación de proyecto normal del embalse.

b. Combinaciones de Carga Inusuales.- Se combina la carga de la elevación del embalse máxima con las cargas muertas apropiadas, la subpresión, el sedimento y la carga por curva de remanso, y la mínima temperatura usual que se produzca en el momento de la elevación máxima del embalse, si es aplicable para las combinaciones de carga inusuales.

c. Combinación de Cargas Extrema.- La combinación de cargas extremas combina los efectos del MCE con la carga usual.

d. Otras Cargas e Investigaciones.- Las cargas usuales e inusuales deben de combinarse con los efectos de drenajes no operativos. Además, debe de analizarse cualquier otra combinación de cargas considerada importante por el investigador.

(3) *Análisis Sísmicos.*- El análisis sísmico de una presa de gravedad debe de realizarse para movimientos de terreno que actúen en vertical, y en las direcciones aguas arriba y aguas abajo. El espectro de respuesta de MCE y los acelerogramas necesarios se calculan como se ha indicado para las presas arco (sec 13.17(b)(3)). El OBE y el DBE puede determinarse y aplicarse a los modelos de la presa y la cimentación.

(4) *Factores de Seguridad.*- Como en las presas arco, los factores de seguridad de las presas de gravedad son una evaluación de su capacidad para resistir las cargas aplicadas.

Se establecen factores de seguridad para las tensiones de compresión, las tensiones cortantes, la resistencia a la fricción en [2] y [20]. Para evitar que las tensiones de compresión excedan las máximas permisibles, debe de determinarse la tensión a compresión mínima permisible sin presión hidrostática interna. Los factores de seguridad mayores se establecen en las combinaciones de carga usuales, y se reducen para las combinaciones de carga extremas. Se establecen mayores factores de seguridad para el material de la cimentación que para el hormigón.

(d) *Análisis de las Estructuras Accesorias.*-

(1) *Generalidades.*- Los niveles del análisis varían desde una simple valoración cualitativa a un análisis dinámico más detallado de la respuesta al espectro, dependiendo de la importancia de la estructura accesoria respecto a la seguridad global de la presa.

(2) *Impactos de la Rotura.*- Deben de evaluarse los impactos de l fallo de las estructuras accesorias para determinar si tal fallo, bajo cualquier condición de carga, constituiría una preocupación de seguridad de la presa. Se produciría una preocupación sobre la seguridad de la presa si el fallo de algunos elementos accesorios provocaría una rotura de la presa. En algunos casos deben de evaluarse los efectos secundarios del fracaso de los elementos accesorios a la presa para determinar si ellos constituyen una preocupación para la seguridad de la presa. Por ejemplo, el fallo de un cuenco amortiguador puede no afectar directamente a la presa porque el vertedero todavía puede evacuar la avenida proyectada; sin embargo, debido al cambio de la operación del cuenco amortiguador, las descargas del vertedero pueden erosionar la base de aguas abajo de la presa, poniendo así la presa en peligro.

(3) *Análisis Estructural.–* Las evaluaciones preliminares de la estructura de los elementos accesorios pueden hacerse inspeccionando cómo se han comportado estos elementos a lo largo de su historia de cargas. Otros factores, como la cimentación de la estructura y la estabilidad de la pendiente adyacente, pueden tener un impacto en el funcionamiento de la estructura y deben de evaluarse.

Si debido a un PMF y un intervalo de avenidas nuevos se producen mayores descargas y niveles más elevados de la superficie del agua, entonces debe de realizarse un estudio estructural para determinar los efectos del incremento de las cargas dinámicas y estáticas sobre la estructura. El investigador debe de determinar si la sobrecarga es aceptable para las condiciones de carga periódicas y dinámicas.

El tipo y el detalle de los análisis sísmicos que deben de realizarse en una estructura varían según la manera que la estructura responde a las aceleraciones del terreno. Los análisis pseudostáticos analizan dónde el MCE se convierte en fuerza gravitatoria que actúa en una sola dirección, pueden ser adecuados para las estructuras simples como los cuencos de amortiguación. Sin embargo, puede ser necesario aplicar un modelo de elementos finitos y un análisis de la respuesta a un espectro para modelar adecuadamente la

UDHCONECTA.COM

respuesta más compleja de estructuras como una torre de toma. El investigador debe de determinar si la sobrecarga es aceptable para las condiciones de carga dinámicas.

(e) *Evaluaciones Mixtas.*- Puede identificarse, en las presas de almacenamiento y de desvío, una gran variedad de otros problemas que no entran en las categorías anteriores. Estos problemas típicamente consisten en la necesidad de examinar características bajo el agua, instalar generadores de energía accesorios, compuertas de aliviadero de prueba, y otros elementos. El nivel del análisis y la urgencia para instalar estos elementos debe de identificarse caso por caso. Está más allá del alcance de este manual dar una guía detallada para esta gama amplia de problemas; no obstante, los ingenieros que lleven a cabo estos análisis deben de ser conscientes de estos problemas.

E. CORRECCIÓN DE DEFICIENCIAS DE SEGURIDAD DE PRESAS

13.18. Responsabilidad.

Los Propietarios de presas son responsables de corregir las deficiencias de seguridad de la presa. Normalmente se priorizan las medidas correctivas necesarias de acuerdo con la probabilidad de ocurrencia del evento que cause el fallo y con las consecuencias potenciales aguas abajo por el fallo de la presa.

13.19. Correcciones Básicas de Seguridad en Presas.

Las soluciones correctivas deben:

(a) Preservar la seguridad estructural de la presa

(b) Dar importancia a la prevención de pérdidas de vidas humanas

(c) Proporcionar las medidas correctivas al menor precio posible, manteniendo el proyecto y el beneficio medioambiental

(d) Proporcionar una protección óptima a las instalaciones del proyecto y las propiedades públicas y privadas, usando un análisis de decisiones basadas en el riesgo como el incluido en ACER Memorandum Técnico No. 7, "Guidelines to Decision Analysis" [21]

(e) Considerar soluciones no estructurales y combinaciones no estructurales y estructurales para minimizar el coste de las modificaciones necesarias.

(f) Aplicar diseños estándar de acuerdo con el "estado del arte" y prácticas de construcción.

F. BIBLIOGRAFÍA

13.20. Bibliografía.

[1] Design of Arch Dams, Bureau of Reclamation, 882 pp., Denver, CO, 1977.

[2] Design of Gravity Dams, Bureau of Reclamation, 553 pp., Denver, CO, 1976.

[3] Embankment Dam Instrumentation Manual, Bureau of Reclamation, Denver, CO, January 1987.

[4] Concrete Dam Instrumentation Manual, Bureau of Reclamation, Denver, CO, Currently (1987) in preparation.

[5] Federal Guidelines for Dam Safety, Federal Coordinating Council for Science, Engineering, and Technology, June 25, 1979.

[6] Safety Evaluation of Existing Dams, rev. reprint, Bureau of Reclamation, 1983.

[7] Departmental Manual, Part 753, "Dam Safety Program," U.S. Department of the Interior, January 1981.

[8] "Dam Safety Hazard Classification Guidelines", Bureau of Reclamation, Denver, CO, October 1983.

[9] "Guidelines for Defining Inundated Areas Downstream from Bureau of Reclamation Dams," Bureau of Reclamation, Denver, CO, June 1982.

[10] "Dam Safety Emergency Action Planning Guidelines," Subcommittee on Emergency Action Planning of ICODS (Interagency Committee on Dam Safety), January 1983.

[11] Fread D.L., "DAMBRK: The NWS-Dam Break Flood Forecasting Model," Office of Hydrology, National Weather Service, Silver Spring, MD, July 18, 1984.

[12] Wetmore, Jonathan N., and D.L. Fread, "The NWS Simplified Dam Break Flood Forecasting Model for Desk-Top and Hand-Held Microcomputers," Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, National Oceanic and Atmospheric Administration, Silver Spring, MD.

[13] "HEC-1, Flood Hydrograph Package, USER's Manual," Hydrologic Engineering Center, U.S. Army Corps of Engineers, Davis, CA, September 1981.

[14] MacDonald, Thomas C., and Langridge-Monopolis, Jennifer, "Breaching Characteristics of Dam Failures," Journal of Hydraulic Engineering, vol. 110, No. 5, May 1984.

[15] Safety of Existing Dams: Evaluation and Improvement," Committee on the Safety of Existing Dams, Water Science and Technology Board, Commission on Engineering and Technical Systems, National Research Council, National Academy Press, Washington, D.C., 1983.

[16] Fread, D.L., "Some Limitations of Dam-Breach Flood Routing Models," ASCE Fall Convention, St. Louis, MO, October 26-30, 1981.

[17] "Criteria for Selecting and Accommodating Inflow Design Floods for Storage Dams and Guidelines for Applying Criteria to Existing Storage Dams," ACER Technical Memorandum No. 1, Bureau of Reclamation, Denver, CO, November 1981.

[18] "Freeboard Criteria and Guidelines for Computing Freeboard Allowances for Storage Dams," ACER Technical Memorandum No. 2, Bureau of Reclamation, Denver, CO, December 1981.

[19] "Criteria and Guidelines for Evacuating Storage Reservoirs and Sizing Low-Level Outlet Works," ACER Technical Memorandum No. 3, Bureau of Reclamation, Denver, CO, January 1982.

[20] Design Criteria for Concrete Arch and Gravity Dams, Engineering Monograph No. 19, rev., 67 pp., Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1977.

[21] "Guidelines to Decision Analysis," ACER Technical Memorandum No. 7, Bureau of Reclamation, Denver, CO, March 1986.

UDHCONECTA.COM

Apéndice A.
Sedimentación en Embalses

A.1. General.

Todos los embalses formados por presas en los cursos de agua naturales están sujetos a algún grado de entrada de sedimentos y su depósito. El problema al que se enfrenta el responsable del proyecto es estimar el valor de la sedimentación y el período de tiempo antes de que el sedimento interfiera con el funcionamiento útil del embalse. En la fase de diseño debe de reservarse almacenamiento suficiente en el embalse para que el sedimento no dañe las funciones del embalse durante la vida útil, o durante el período del análisis económico. El coste de recuperación del almacenamiento perdido anualmente por la acumulación del sedimento en los embalses americanos suma millones de dólares [1][14].

Hay una serie de principios básicos para estudiar los procesos de la sedimentación en los embalses: El sedimento transportado por la red fluvial aguas arriba del embalse es transportado y depositado en el embalse a un ritmo lento, la situación del depósito depende de la disminución en la velocidad del agua. A medida que el sedimento aumenta en el embalse, la capacidad del almacenamiento se reduce. La sedimentación continuada sigue unos patrones de distribución en el embalse que están muy influenciados por la operación del embalse y la secuencia de las grandes avenidas. El depósito de los sedimentos más gruesos se produce en los tramos más altos, o deltas, mientras que los sedimentos más finos pueden alcanzar la presa y pueden influir en el diseño de los elementos de salida (desagües de fondo). Un importante efecto secundario es la erosión del cauce aguas abajo producido por las descargas de aguas claras (sin sedimentos).

Estas pautas cubren las características esenciales de la sedimentación para ser consideradas en el proyecto de una presa y el embalse. Los factores relacionados con la sedimentación que requieren estudio son la entrada de sedimentos y los procesos de sedimentación y erosión. El proceso de sedimentación en un embalse es bastante complejo debido a la fuerte variación de muchos de los factores importantes. Los más importantes de estos factores son (1) las fluctuaciones hidrológicas en el caudal de entrada de agua y de sedimento, (2) la variación del tamaño de la partícula de sedimento, (3) el ciclo de funcionamiento del embalse y (4) el control físico, o el tamaño y forma del embalse. Otros factores que pueden ser bastante importantes para algunos embalses son el crecimiento de vegetación en los tramos superiores del río, la turbulencia y las corrientes de densidad, la erosión de sedimentos depositados y sedimentación en las orillas, y la operación para sacar por las compuertas el sedimento a través de la presa.

Los procedimientos descritos en este apéndice representan una combinación del estado del arte junto con métodos prácticos, técnicamente solventes y suficientemente variados para encajar la complejidad del problema. Debido a esta complejidad se han desarrollado relaciones empíricas basadas en estudios de embalses existentes que se usan para definir pautas de deposición de sedimentos. Se están desarrollando muchos modelos matemáticos para simular los procesos físicos de transporte del sedimento y sedimentación en los embalses. Hasta la fecha, los modelos no se han adaptado fácilmente para resolver problemas de sedimentación del embalse sin

[14] Los números en corchete hacen referencia a la numeración de la bibliografía (sec. A.5)

UDHCONECTA.COM

algunas simplificaciones en la definición de los cuatro factores más importantes descritos anteriormente. Con más investigación y con datos adicionales de estudios de embalse para la verificación de los modelos matemáticos, estos pueden llegar a ser útiles para predecir la deposición del sedimento. También pueden esperarse modificaciones en los criterios de muchas de las fórmulas empíricas por los estudios continuados en embalses existentes. Estas guías serán puestas al día cuando la pérdida de capacidad y los cambios sociales y económicos afecten de una forma más severa a los futuros usos del embalse.

En los últimos años, se han producido problemas importantes con los sedimentos en algunos embalses de regiones de todos los climas del mundo, el resultado de la acumulación del sedimento ha sido la pérdida completa de almacenamiento útil. Se están planificando métodos de control del sedimento y, en muchos casos, la construcción se ha completado con trampas de sedimento aguas arriba, canales de derivación, desagües especiales para sacar el sedimento, y técnicas de dragado mecánicas. En muchas situaciones, la producción del sedimento es alta y son importantes para una reducción en la producción del sedimento a largo plazo, las medidas de conservación o de control de erosión en la cuenca drenante. En los Estados Unidos, estas medidas se llevan a cabo normalmente bajo la dirección del Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service), Departamento de Agricultura, en cooperación con los agricultores y con el apoyo del Bureau (Bureau of Reclamation).

A.2. Métodos para Determinar la Entrada de Sedimento.

El sedimento es el producto final de la erosión, o el arrastre, de la superficie de la tierra por la acción del agua, viento, hielo y gravedad. Los proyectos de desarrollo de recursos de agua están afectados en su mayoría por el sedimento que se transporta por el agua. La cantidad total de erosión en superficie y en cárcavas de una cuenca se conoce como erosión total. Sin embargo, todo el material erosionado no entra en el sistema de drenaje; parte del material se deposita en barreras naturales o hechas por el hombre dentro de la cuenca, y otra parte puede depositarse dentro de los cauces y en sus llanuras de inundación. La parte de material erosionado que viaja a través de la red de desagüe en un punto de medida río abajo o punto de control, se denomina rendimiento o producción de sedimento. La producción de sedimento por unidad del área drenante es el ratio de producción de sedimento.

La mayoría de los métodos para predecir la producción de sedimento están basados directamente o indirectamente en los resultados de medidas. Las medidas directas de producción del sedimento son consideradas como el método más fiable para la determinación de la producción de sedimento. Esto se consigue inspeccionando un embalse o midiendo la carga del sedimento de un río. En las secciones siguientes de esta guía se describen ambos métodos. Otros métodos para predecir la producción de sedimento requieren mediciones para derivar relaciones empíricas o usan procedimientos contrastados empíricamente como pueden ser el de ratios de sedimentación ponderados o la Ecuación Universal de Pérdida de suelo (E.U.P.S.) [2].

(a) *Factores de la Producción del Sedimento* - Los factores que determinan la producción del sedimento en cuenca pueden resumirse como sigue:

(1) Cantidad e intensidad de la lluvia
(2) Tipo de suelo y formación geológica
(3) Cobertura vegetal
(4) Uso del suelo
(5) Topografía
(6) Erosión en ladera (la naturaleza de la red de desagüe, pendiente, forma, tamaño, y alineación de los cauces).
(7) Escorrentía
(8) Tamaño y característica de la partícula de sedimento, mineralogía, etc.

(9) Características hidráulicas del cauce

Algunos investigadores han considerado necesario incluir algunos factores adicionales; sin embargo, incluso los nueve anteriores están interrelacionados. Por ejemplo, una cobertura vegetal gruesa depende al menos de una cantidad moderada de lluvia; sin embargo, las condiciones de la cobertura del suelo podrían perturbarse por las prácticas del cultivo, el sobrepastoreo, o el fuego. El sedimento transportado de la cuenca drenante a un embalse es controlado por las características de transporte de sedimento del río que depende de los seis factores primeros, pero se refleja en una combinación más directa de los elementos 7, 8, y 9.

Se han ideado sistemas para ponderar los factores individuales que influyen en la sedimentación [3] para llegar a un ratio de la producción de sedimento en una cuenca drenante concreta. Este tipo de análisis se aplica mejor a los estudios preliminares de planificación y tiene mayor fiabilidad cuando la producción de sedimento puede correlacionarse con la medida de la producción de sedimento en una cuenca próxima o en una subcuenca.

Un ejemplo de las técnicas de pesos relativos de los nueve factores que son similares pero no idénticos a los utilizados en [3] se incluye en la tabla A-1. Los valores ponderados se refieren al área del Pacífico Sudoeste, pero dado que ellos están interrelacionados, podría usarse para otras partes de los Estados Unidos.

Para calcular la producción de sedimento de un área de drenaje sobre una presa o embalse, se necesita una inspección de campo realizada por un especialista con el objeto de evaluar los factores de la Tabla A-I para ponderar la importancia de los nueve factores de producción de sedimento. Después de esta inspección, los procedimientos recomendados se suministrarán en base a (1) los datos disponibles y métodos para analizar los datos, (2) las técnicas disponibles para predecir la producción de sedimento en cuencas drenantes bien o mal calibradas y (3) las medidas adicionales requeridas para calcular la producción de sedimento.

Tabla A-1.- Valores de los pesos de los factores que afectan a la producción de sedimentos.

	Nivel de producción de sedimento		
Factores	Alto	Moderado	Bajo
(1)Cantidad e intensidad de la lluvia	10	5	0
(2) Tipo de suelo e información geológica	20	10	0
(3) Cobertura vegetal	10	0	-10
(4) Uso del suelo	10	0	-10
(5) Topografía	20	10	0
(6) Erosión en ladera	25	10	0
(7) Escorrentía	10	5	0
(8) Características del sedimento (9) Características hidráulicas del cauce	25	10	0

Un método muy conocido para la determinación de rendimientos del sedimento de las áreas de drenaje pequeñas es la relación empírica desarrollada por Wischmeier y Smith, 1965 [2], habitualmente conocida como la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo. (E.U.P.S). Debe recordarse que la erosión total determinada por este método empírico es, en el mejor de los casos, una aproximación y es considerada como una estimación burda. La ecuación normalmente se aplica a las áreas de menos de 10,4 km^2 (4 mi^2) aproximadamente y a veces debe ser corregida por una proporción de entrada de sedimento al convertir la erosión total al sedimento que alcanza un cauce del río principal.

(b) *Estudio de Datos de Embalse.*- La medida de la acumulación del sedimento en un embalse es considerada por muchos ingenieros como el mejor método para determinar la producción de sedimento. Los estudios para calcular pérdida de volumen de almacenamiento en embalses existentes y distribución del sedimento depositado proporcionan los datos sobre el ratio de producción de sedimento así como para los

UDHCONECTA.COM

métodos de operación. Es importante que cuando se termine la construcción en una presa, se establezca un plan para inspeccionar o supervisar la acumulación del sedimento. Incluso antes de que la construcción de la presa se complete, se necesita una decisión sobre el método básico seleccionado para los estudios del futuro y la técnica para analizar la acumulación del sedimento [4].

El propósito principal de una inspección (del aterramiento) del embalse es comparar la capacidad del almacenamiento con la de un estudio anterior (normalmente el estudio original); la diferencia es la acumulación del sedimento. Los cálculos de volumen de almacenamiento se hacen con un programa de ordenador de área-capacidad, incluyendo el cálculo de volúmenes correspondientes a cada elevación, en los datos de área-elevación, ajustando la curva capacidad-elevación mediante, o bien una curva "spline" o un conjunto de ecuaciones de mínimos cuadrados (Programa ACAP del Bureau of Reclamation). El producto final de los cálculos de área capacidad es un gráfico de áreas y volúmenes para la situación original y nueva inspección. Un ejemplo de estos gráficos se muestra en la figura A-l.

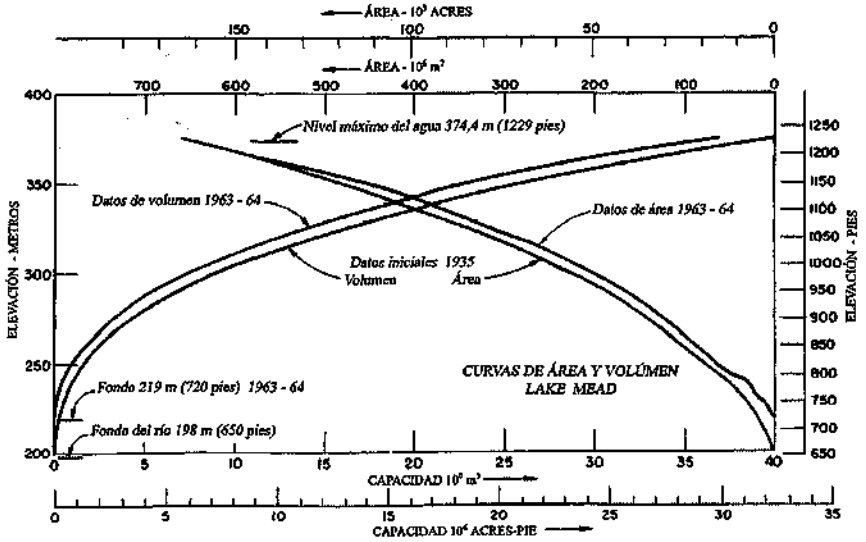


Figura A-1.- Curvas de área y capacidad del Lago Mead. 103-D-1803.

En la figura A-1 se muestra la comparación de capacidades entre los dos estudios, incluye el volumen medido de la acumulación de sedimento. Es importante que en este cálculo del volumen de sedimento el método seleccionado para determinar los valores de las áreas del contorno sea el mismo para los dos ya que es un estudio comparativo. Es decir, si el método de ACAP se usa para los cálculos de la capacidad original, también debe usarse para calcular la capacidad de embalse del nuevo estudio. Esto ayudará a eliminar cualquier diferencia técnica que tenga influencia indebida en los cálculos de volumen de sedimento. Debe de documentarse toda la información del estudio en el formulario

Resumen de Datos de Sedimentación de Embalse que se presenta al Subcomité en la "Sedimentation Interagency Advisory Committee on Water Data" para su uso en el resumen publicado periódicamente de embalses inspeccionados [5].

Otros análisis interesantes de los datos de los estudios de sedimentación de embalse relacionan en un grafico la profundidad en tanto por ciento del embalse, con el porcentaje de sedimento depositado o el dibujo de un perfil de los sedimentos depositados a lo largo de la longitud del embalse. El gráfico de profundidad en porcentaje y sedimento en tanto por ciento (fig. A-2) se ha usado en dibujo de curvas, en estudios de planificación, para la previsión de la distribución en embalses de los sedimentos depositados. El perfil de la sedimentación tiene información importante para la definición del delta, predefinir pendientes para las posibles corrientes de densidad, y profundidad de sedimentos depositados en la presa. Un ejemplo del gráfico adimensional de un perfil de sedimentos depositados en el Lago Mead se muestra en la figura A-3.

Durante el estudio del embalse, se necesitan también datos de alguna de las características de los sedimentos que se depositan y se mueven a través del embalse. Deben de espaciarse las muestras de sedimentos depositados a lo largo del área del embalse para ser representativas de los depósitos en la cabecera y delantera del delta así como en las laderas del fondo de las partes más profundas del embalse. El análisis de las muestras tomadas incluye la densidad, distribución granulométrica, y composición mineralógica. Estos datos de los sedimentos depositados se utilizan para conocer mejor la fuente de los sedimentos entrantes, para el estudio de las corrientes de densidad o en el estudio de las capacidades de paso a través de los desagües, para la comprobación de modelos que se desarrollan en el movimiento de sedimento a través de los embalses, y para el desarrollo de relaciones empíricas para utilizar en la planificación y diseño de otros embalses. Además de los usos anteriores, las características de los datos del sedimento combinadas con los datos del estudio de las profundidades de sedimento cerca de la presa puede usarse para identificar los problemas futuros de deposición del sedimento asociados con flujo dentro de las centrales eléctricas o en las tomas de los desagües. Un problema particular de sedimentación que debe ser evaluado a la hora de suministrar los resultados de la inspección incluye los efectos de desprendimientos de bancadas, deslizamientos y erosión de las laderas del valle por acción de las olas o pendientes inestables.

Los datos de los estudios de embalse [5] proporcionan una fuente excelente para determinar los ratios de producción de sedimento en cualquier parte de los Estados Unidos. Habitualmente son necesarios ajustes en los ratios de sedimentación para tener en cuenta las variaciones en las características de la cuenca drenante. Una de las variables más importantes es el tamaño de la cuenca drenante. Algunos investigadores han encontrado que el rendimiento del sedimento varía con la exponente 0,8 del tamaño de área de desagüe [1] (equivalente a que el ratio de producción de sedimento varía con el exponente -0,2 del área del desagüe). La figura A-4 contiene la curva de ratio de producción de sedimento en función del área de desagüe que se desarrolló a partir de datos de estudios de un grupo de embalses con clima semiárido en el sudoeste de los Estados Unidos. Usando la relación área del desagüe y ratio de producción de sedimento como se muestra en la figura A-4, lo mejor es hacer una calibración con un valor de la producción de sedimento conocido y evaluar los nueve factores que contribuyen a la producción de sedimento. Esta calibración, junto con una identificación de aportes de sedimento de características similares, permite el dibujo de una línea paralela a la mostrada en la figura A-4 a través de los puntos de datos medidos.

UDHCONECTA.COM

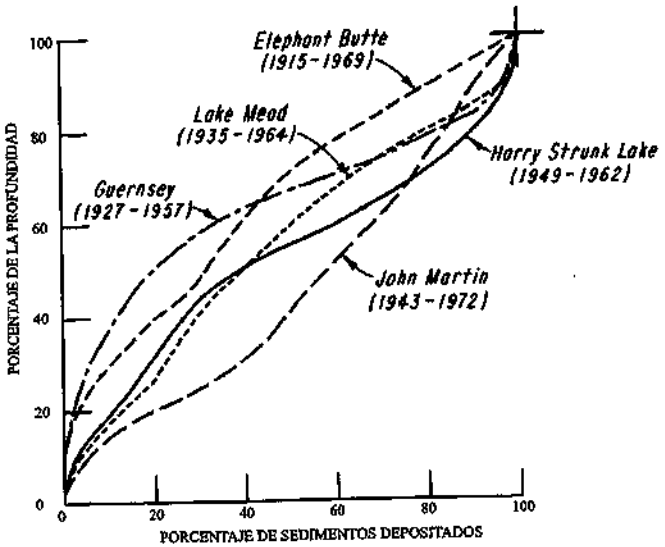


Figura A-2.- Distribución de sedimentos según datos de inspección de embalses. 103-D-1804.

(c) *Datos de Muestras de Sedimentos.* – La toma de muestras es el método más seguro para determinar la carga de sedimento en suspensión transportada por la corriente en una localización particular. La toma de muestras del sedimento en suspensión unido al cálculo de la carga total es el método preferido usado para planificar los estudios de determinación de la entrada de sedimentos a un embalse concreto. El objetivo de una campaña de muestras de sedimento en un río es recoger muestras de sedimento transportado, tanto de carga suspendida como de arrastre de fondo, suficientes como para definir el sedimento total que será transportado. Para la toma de muestras del sedimento suspendido es esencial medir la descarga de agua, Q_w, en metros cúbicos (pies cúbicos) por segundo que combinada con la concentración del sedimento en suspensión, C, en miligramos por litro, proporciona la carga del sedimento en suspensión, Q_s, en toneladas por día con la ecuación:

$$Q_s = 0{,}0027\ C\ Q_w, \text{ (Unidades inglesas)} \quad (1)$$

o $Q_s = 0{,}0864\ C\ Q_w$, (Unidades SI)

El equipo de toma de muestras del sedimento en suspensión y las técnicas para su recogida pueden variar considerablemente, dependiendo de los objetivos del programa y de las condiciones en campo. Los equipos de toma de muestras del sedimento suspendido se han diseñado para recoger una muestra representativa de la mezcla del agua y sedimentos. Una información completa de equipos de toma de muestras del sedimento y técnicas para la toma de muestras se incluyen en las dos series de informes preparados por el U.S. Interagency Sedimentation Project [6] y el U.S. Government Handbook [7]. En la figura A-5 se muestra un ejemplo del equipo de toma de muestras diseñado por el U.S. Interagency Sedimentation Project.

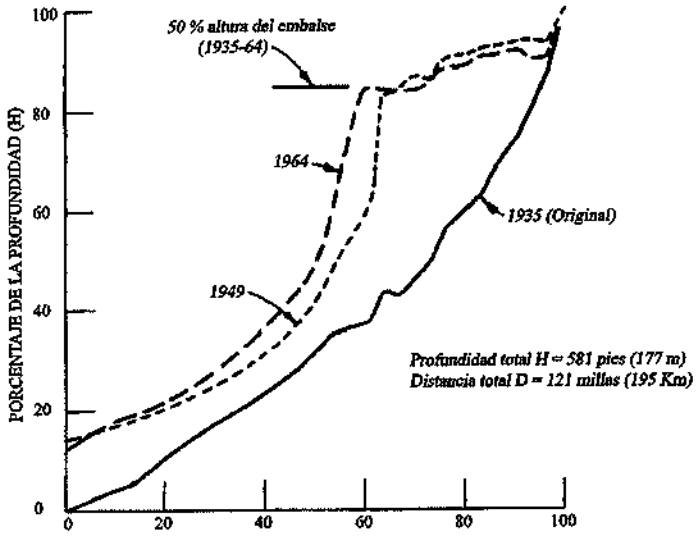


Figura A-3.- Perfil de sedimentos depositados en Lake Mead. 103-D-1805.

En la toma de muestras del sedimento en suspensión, es importante que las muestras se distribuyan en el calado desde la superficie del agua al fondo del cauce y a lo ancho de la sección del cauce. Aunque se describen otros métodos para tomar muestras en el U.S. Government Handbook [7], el EWI (igual incremento de anchura) es el método que proporciona la muestra más representativa de la carga total del sedimento suspendido. Este método se realiza muestreando a anchuras igualmente espaciadas, o incrementos, en el ancho de la sección transversal y manteniendo un ratio de inmersión constante en cada una de la muestras verticales. En este método, una muestra compuesta se logra tomando muestras de toda la vertical y se hace un sólo análisis de laboratorio de concentración del sedimento (en miligramos por litro) y distribución granulométrica.

El programa de toma de muestras de sedimento debe variar de un río a otro, dependiendo de las variaciones temporales en la carga de sedimento, la distribución granulométrica del material en suspensión y la del material de sedimento del fondo. La frecuencia de toma de muestras habitualmente varía desde una vez al día a una o dos por mes; pero siempre deben de tomarse las muestras durante las avenidas. En muchas situaciones, la recogida y análisis de muestras del sedimento en suspensión es un proceso caro. Ya que, la toma de muestras diarias de sedimentos produce mucha duplicación durante los períodos de caudal de base, es habitual y barato tomar muestras que incluyan los caudales una vez o dos veces por mes o a intervalos variados, incluyendo muestras de los caudales de avenida.

UDHCONECTA.COM

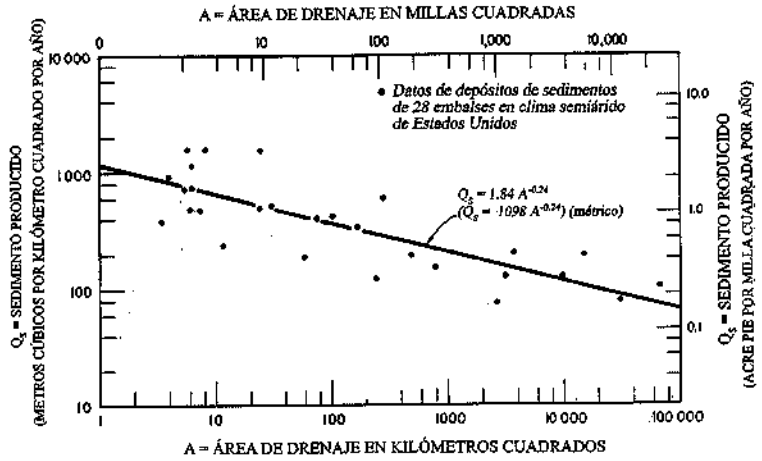


Figura A-4.- Relación entre la media anual de sedimentación y el área de la cuenca drenante. 103-D-1806.

El objetivo de cualquier programa de toma de muestras del sedimento en suspensión es desarrollar una correlación entre la descarga de agua y la carga del sedimento. Esta correlación normalmente se llama curva de tasa de sedimento en suspensión. Esta curva se dibuja en el papel logarítmico con el caudal de agua, Q_w, en metros cúbicos (pies cúbicos) por segundo, y la carga del sedimento, Q_s, en toneladas por día desde la ecuación (1). Estas curvas como mejor se calculan es por medio de un análisis de mínimos cuadrados en los que el caudal de agua es normalmente la variable independiente y queda definida por entre uno y tres tramos de tales relaciones. Cuando se calculan dos o tres ecuaciones a partir de los puntos dibujados, la extrapolación más allá de los datos observados, sobre todo en los caudales altos, se considera más fiable porque se ha eliminado el efecto de sesgado de los datos en el otro extremo. En esta extrapolación es importante que se considere un valor máximo de las concentraciones de sedimentos para evitar el riesgo potencial de extrapolar más allá del valor mas alto observado en el cauce objeto de estudio y nunca mayor que entre el 50 al 60 por ciento de concentración en peso.

El procedimiento de uno a tres tramos de correlación también puede ajustarse de forma que un segundo grupo de curvas paralelas produzca la carga de sedimento igual a la suma de los puntos de datos observados. El resultado de este procedimiento para calcular las curvas del ratio de sedimento en suspensión se muestra en la figura A-6 donde la ecuación para cualquier segmento es de la forma:

$$Q_s = a\,Q_w^b \qquad (2)$$

Q_s = transporte en suspensión, en toneladas por día

Q_w = descarga en metros cúbicos (pies cúbicos) por segundo

a = coeficiente, y

b = exponente

Aproximadamente, el periodo de muestreo que puede necesitarse para cubrir todo el rango de caudales de agua y evitar una extrapolación de

la zona extrema de la curva es de 5 años. Sin embargo, se puede utilizar un período más corto si el rango de caudales se cubre adecuadamente. La parte superior de la curva es muy crítica; afecta a la parte del transporte del sedimento más importante debido a que las cargas del sedimento más grandes son transportadas durante los períodos de avenida. Otra variación del ratio en las curvas, descrita por Miller [8], se produce cuando el origen de la avenida es la suma de deshielo y lluvia. En cotas elevadas las avenidas procedentes de las tormentas habitualmente transportan sedimentos con concentraciones más altas que las avenidas de deshielo. Por ello puede ser necesario desarrollar curvas de evaluación de sedimento individuales para cada una de las estaciones.

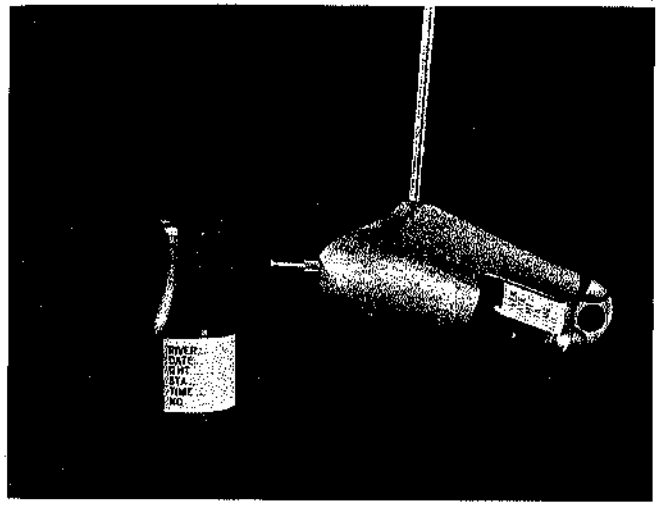


Figura A-5.- Equipo de toma de muestras de sedimento en suspensión. DH-48. P-901-D-80126

Las curvas del ratio de sedimento en suspensión pueden combinarse con los registros de caudal de agua disponibles para determinar a largo plazo la media de producción de sedimento. Cuanto mas largo es el período de datos de caudales, más fiables son los resultados. Una técnica para calibrar los registros de una estación que cubren un período largo de tiempo es construir una curva de caudal-duración de las descargas de agua diarias. Esta curva realmente es una representación de frecuencia acumulada que muestra el porcentaje de tiempo que se igualan o se exceden las descargas específicas para un período de registro. Para algunos ríos donde sólo están disponibles series cortas de registros de caudales, se puede calcular una curva de tiempo-caudal de registros largos por correlación de registros cortos con registros largos en una estación de aforo de otro río similar o próximo. Si la curva de tiempo-caudal es representativa del caudal de series largas del arroyo, se puede considerar como la curva de probabilidad y utilizarse para representar las condiciones futuras.

UDHCONECTA.COM

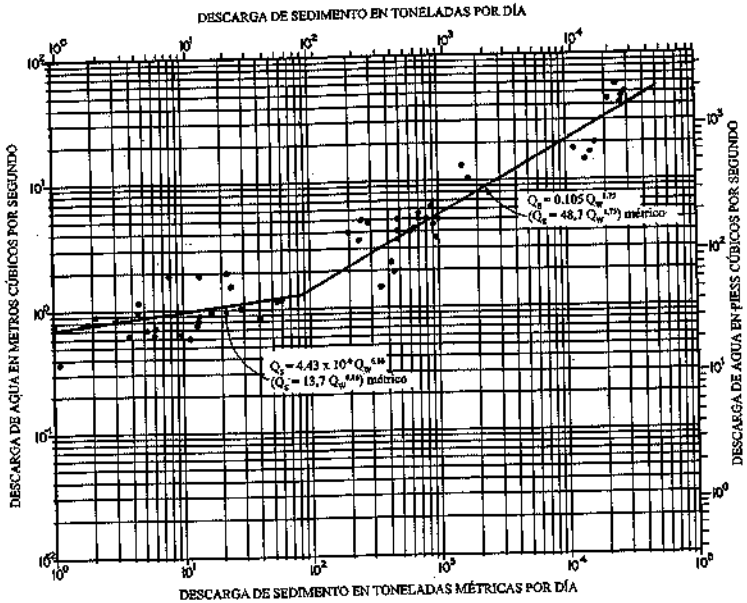


Figura A-6.- Curva del ratio de sedimento en suspensión en el río Toa Vaca. Cerca de Villalba, Puerto Rico. 103-D-1807.

Con esta hipótesis, se combina con la curva del ratio de sedimento suspendido como fue descrito por Miller [8] para calcular el promedio a largo plazo del valor del sedimento en suspensión para cualquiera período, como es 100 años. Un ejemplo de la curva del tiempo caudal para la misma estación en la que se calculó la curva del ratio de sedimento en suspensión en la figura A-6 se ilustra en la figura A-7. Los cálculos del Bureau of Reclamation se unen con el del USGS en Reston, Virginia, para obtener los datos de tiempo caudal para cualquier período de registro del caudal deseado. La tabla A-2 muestra el cálculo de carga del sedimento en suspensión basada en combinar la curva de la tasa de sedimento con la curva de duración caudal.

(d) *Carga del Sedimento no Medido* - Para analizar la parte no medida de la carga total del sedimento se necesita conocer los términos siguientes:

Material del Lecho- La mezcla del sedimento que forma el lecho del cauce.

Carga del lecho- Sedimentos que se mueven por saltos, rodadura o deslizamiento en o cerca del fondo.

Carga de Material del Lecho - Parte de la carga de sedimento que está formada por tamaños de grano presentes en el lecho.

Carga de Lavado- Parte de carga de sedimento que está formada por tamaños de grano más fino que los del lecho.

Carga de Partículas en Suspensión.- partículas que se mueven fuera de la capa del lecho.

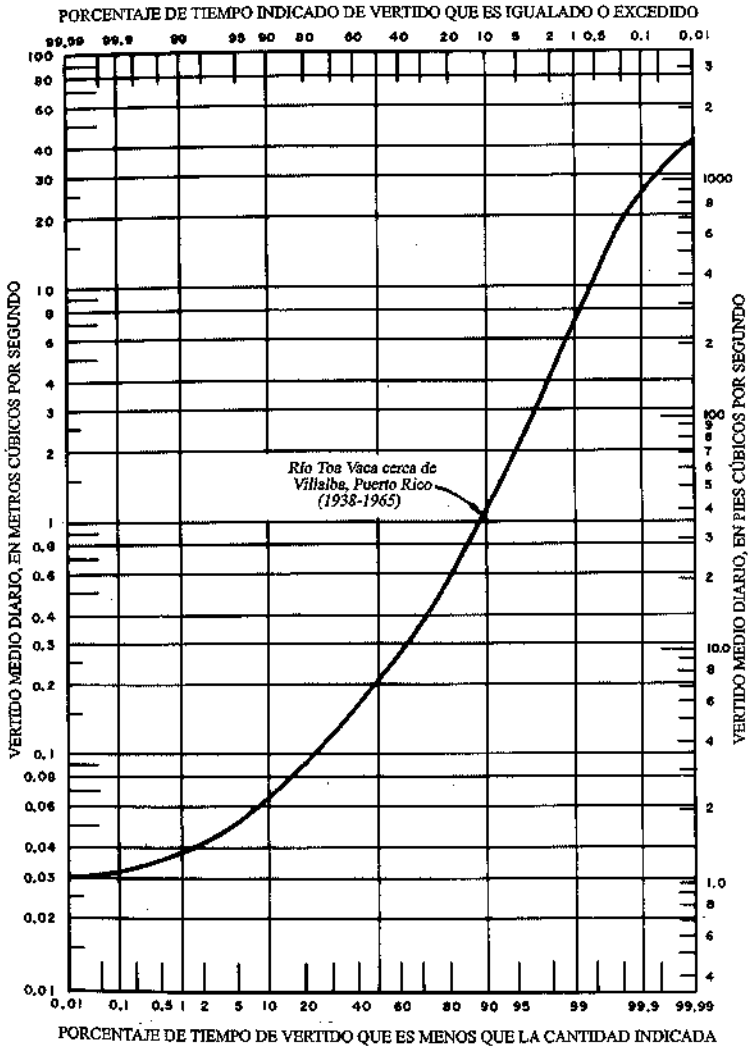


Figura A-7.- Curva de duración de la avenida en el río Toa Vaca. Cerca de Villalba, Puerto Rico. 103-D-1808.

UDHCONECTA.COM

Tabla A-2.- Cálculo de sedimento total en el Río Toa Vaca cerca de Villalba, Puerto Rico.

Proyecto: Puerto Rico — Embalse: Toa Vaca — Fecha: mayo 1968
Cáuce: Río Toa Vaca — Sección:
Periodo de registro: Flujos de avenida 1938-1965 — Sedimento: 1963-1967
Calculado por: — Verificado por:

(1) Límite %	(2) Intervalo	(3) Media ordenada	(4) Q_w pies³/s	Q_w m³/s	(5) Q_s ton/d	Q_s t/d	(6) $Q_w = \frac{Col(2)\text{-}Col(4)}{100}$ ton/d	Q_w t/d	(7) $Q_s = \frac{Col(2)\text{-}Col(5)}{100}$ ton/d	Q_s t/d
0,00-0,02	0,02	0,01	1412,0	40	34151	30984	0,282	0,008	6,83	6,2
0,02-0,1	0,08	0,06	1037,8	29,4	19925	18077	0,83	0,024	15,94	14,46
0,1-0,5	0,4	0,3	617,8	17,5	8038	7292	2,47	0,07	32,15	29,17
0,5-15	1	1	250,6	7,1	1657	1504	2,51	0,071	16,57	15,04
1,5-5,0	3,5	3,25	115,4	3,27	426,6	387	4,039	0,114	14,93	13,55
5-15	10	10	44,1	1,25	59,7	54,2	4,41	0,125	5,97	5,42
15-25	10	20	20,8	0,59	0,583	0,531	2,08	0,059	0,058	0,053
25-35	10	30	14,1	0,4	0,053	0,049	1,41	0,04	0,005	0,005
35-45	10	40	10,6	0,3	0,009	0,008	1,06	0,03	0,001	0,001
45-55	10	50	8,1	0,23	0,002	0,002	0,81	0,023	0,0002	0,0002
55-65	10	60	6,4	0,18	0,0004	0,0004	0,64	0,018		
65-75	10	70	4,6	0,13			0,46	0,013		
75-85	10	80	3,5	0,1			0,35	0,01		
85-95	10	90	2,4	0,068			0,24	0,007		
95-96,5	3,5	96,75	1,7	0,048			0,06	0,002		
98,5-99,5	1	99	1,3	0,038			0,013	0,0004		
99,5-99,9	0,4	99,7	1,2	0,034			0,005	0,0001		
99,9-99,98	0,08	99,94	1,1	0,03			0,001			
99,98-100	0,02	99,99	1,1	0,03			0,0002			
						Total	21,67	0,615	92,45	83,90

Descarga anual = Total Q_w = 21,67 x 365 x 1,9835 = 15700 acres-pie/yarda = Total Q_w = 0,615 x 365 x 86,4 x 103 = 19,4 10^6 m³/yarda
Carga de sedimento anual = Total Q_s = 92,45 x 365 = 33700 toneladas/yarda = Total Q_s = 83,90 X 365 = 30600 toneladas/yarda

Concentración media, $C = \frac{Q_S}{Q_W x\ 0{,}007} = \frac{92{,}45}{21{,}67\ x\ 0{,}0027} = 1580\ mg/L = \left[\frac{Q_S}{Q_W x\ 0{,}0864} = \frac{83{,}90}{0{,}615\ x\ 0{,}0864} = 1580\ mg/L\right]$

Zona sin tomar Muestras - Las 3 ó 4 pulgadas (76 a 102 mm) desde el lecho del río al punto más bajo en que se ha tomado una muestra en vertical. La mayoría de los aparatos de toma de muestras de sedimentos en suspensión no pueden tomar muestras dentro de esta zona.

La carga del sedimento en suspensión se ha calculado en la tabla A-2 representando sólo una parte de la carga del sedimento total. La carga no medida incluye la carga de fondo más la carga de sedimentos en suspensión no medida en la zona entre la boquilla del equipo de toma de muestras y el lecho del río. Cuando se establece el programa de toma de muestras del sedimento, se debe de realizar una estimación preliminar del porcentaje de carga no medida sobre la carga total. Una guía útil para evaluar la carga no medida es la corrección de carga del lecho mostrada en la tabla A-3. Se dan cinco condiciones para definir la carga del lecho dependiendo de la concentración del sedimento en suspensión, el análisis del tamaño del fondo del cauce y los materiales en suspensión. Como se muestra en la tabla A-3, la condición 1 ó 2 puede producir una carga de lecho significativa que exigiría un programa de medida especial para calcular la carga de sedimento de lecho no medida. Las condiciones 3, 4, y 5 normalmente indican de de un 2 a 15 por ciento de factor de corrección que no requeriría un programa especial de muestreo para la carga del lecho.

Tabla A-3.- Concentración de carga del lecho.

Condición	Concentración del sedimento en suspensión, mg/l	Material de arrastre de fondo	Textura del material en suspensión	Porcentaje del arrastre de fondo sobre el suspendido total
[1]1	<1000	Arena	20 a 50% arena	25 a 150
[1]2	1000 a 7500	Arena	20 a 50% arena	10 a 35
3	>7500	Arena	20 a 50% arena	5
[2]4	Cualquier concentración	Arcilla compactada, grava, guijarros o cantos rodados	Pequeña cantidad por encima del 25 % de arena	5 a 15
5	Cualquier concentración	Arcilla y sedimento	Sin arena	<2

[1]Programa especial de toma de muestras para el cálculo de Einstein Modificado requerido en esas condiciones.
[2]Puede usarse un toma –muestras como el de Helley-Smith de la carga de fondo, o cálculos usando dos o más ecuaciones de la carga de fondo cuando el material del lecho tiene tamaño de grava o guijarros.

Tabla A-4.- Cálculos del Método de Einstein modificado.

RESULTADOS
DETERMINACIÓN DE LA CARGA TOTAL EN UN CAUCE
Identificación del trabajo Niobrara River- River Range 5
Método de cálculo Einstein Modificado. Fecha de cálculo 26/3/82

Fecha del muestreo = 13/6/79 — Temperatura = 73° F (22,2° C) — Pendiente de energía = 0,00130 m/m
Caudal= 850 Pies³/s (24,1 m³/s) — Concentración en p/m = 296 — Sedimento muestreado=679 tons/d (616 t/d)
D_{65}=0,3080 mm — D_{35}=0,2360 mm
Área = 538 Pies² (50 m²) — Ancho superior 705 pies (215m) — Calado equivalente= 0 — Pendiente equivalente= 0
Velocidad=1,58 Pies/s (0,482 m/s) — Ancho equivalente = 0 — Calado medio = 0,76 pies (0,232 m) — Radio hidráulico medio = 0,76 pies (0,232 m)
Distancia entre el toma muestras y el fondo (DSUBN)= 0,30 pies (0,0914 m) — Calado medio vertical de muestreo (DSUBS) = 0,30 pies (0,232 m)

Tamaño de fracción en mm		Porcentaje de material Suspensión	Fondo	IBQB, ton/d	QPRIME Subs, ton/d	Valores de z Calculados	Ajustados	Factores De cálculo F(J)	F(I)+1	Carga total calculada ton/d	t/d
0,0160	0,0625	16,90	0,26	0,01	74,00	0,00	0,23	0,00	1149,56	114,8	104,2
0,0625	0,1250	15,20	1,84	0,19	66,50	0,00	0,42	0,00	162,95	103,3	93,7
0,1250	0,2500	34,00	39,50	11,28	148,80	0,57	0,58	0,00	48,77	550,3	499,2
0,2500	0,5000	30,90	50,34	40,67	135,20	0,74	0,72	0,00	18,47	751,3	681,6
0,5000	1,0000	3,00	6,11	7,34	13,10	0,83	0,84	0,00	11,87	87,1	79,0
1,0000	2,0000	0,00	0,99	0,07	0,00	0,00	0,94	0,00	7,64	0,5	0,5
2,0000	4,0000	0,00	0,74	0,00	0,00	0,00	1,05	0,00	5,53	0	
4,0000	8,0000	0,00	0,17	0,00	0,00	0,00	1,17	0,00	4,18	0	
8,0000	16,0000	0,00	0,05	0,00	0,00	0,00	1,29	0,00	3,21	0	
Totales		100,0	100,0		437,7					1607,3	1458,2

UDHCONECTA.COM

Bajo las condiciones 1 y 2 de la tabla A-3 se necesita un programa especial de toma de muestras para calcular la carga total de sedimento transportado por el método de Einstein modificado [9,10,11]. El cálculo por el método de Einstein modificado necesita la toma de los datos siguientes, para por lo menos de 5 a 10 caudales cubriendo el rango de flujos con tantas medidas de los caudales más altos como sea posible:

- *Medidas de caudales*- Área de la sección transversal, anchura del cauce, calado, velocidad media en el cauce, y caudal.
- *Muestras de sedimento*- Muestras de sedimento en suspensión analizando la concentración y distribución de tamaños, muestras de material de fondo analizando la distribución del tamaños, y temperatura del agua.

El método de Einstein Modificado difiere bastante del método original de Einstein [12] Al contrario de muchas de las fórmulas de cálculo del transporte del sedimento, el método de Einstein Modificado no es una formulación para predecir el transporte del sedimento bajo las condiciones de caudal de futuro. El único requisito para hacer una medida del caudal y tomar muestras de sedimentos suspendidos por integración en el calado como base en los cálculos hechos con el método de Einstein Modificado sirve para dos propósitos principales: (1) se obtiene la carga de sedimento no medido que es añadida a la carga en suspensión, y (2) proporciona un chequeo o verificación en la fórmula de predicción más fiable. En la tabla A-4 se muestra los resultados de un ejemplo del método de Einstein Modificado, que se ha sacado de una copia impresa del programa de ordenador desarrollado por el Bureau. El programa de ordenador desarrollado por el Bureau sigue el mismo procedimiento dado por el informe del Bureau [10], salvo en el exponente de la carga en suspensión, o cálculo de z, que se describe en [11]

Hay situaciones dónde se necesitan otros métodos para calcular la carga no medida, que complementen o sustituyan al método de Einstein Modificado. Esto normalmente ocurre con caudales elevados de agua, cuando la toma de muestras es difícil, o con transporte bimodal (normalmente bajo la condición 4 ó 5 en la tabla A-3) donde el material del arrastre de fondo es diferente al material en suspensión.

A lo largo de los años se ha desarrollado por los investigadores varios métodos o fórmulas para calcular el arrastre de fondo o la carga total de sedimento de fondo. La mayoría de estas fórmulas están basadas en el principio de que la capacidad del río para transportar los materiales de fondo varía proporcionalmente con las diferencias entre la tensión cortante que actúa sobre las partículas del fondo y la tensión del cortante crítica requerida para la iniciación de movimiento de la partícula [13]. Una de las fórmulas más conocidas es la de Einstein [12] que utiliza una aplicación estocástica al transporte del sedimento. Se utilizan teorías estadísticas y de probabilidad como base para las fórmulas, y se usan los resultados experimentales para establecer los valores de varias constantes e índices. De los varios ajustes del trabajo del original de Einstein, el Bureau ha sido el que ha tenido el mayor éxito prediciendo el transporte del sedimento en arroyos con un material del lecho graduado, usando el Ajuste de la Velocidad-Xi en la fórmula de Einstein, como ha descrito Pemberton [14]. Otras fórmulas que se comparan a menudo con el Einstein Modificado son el método de Meyer-Peter y Müller [15, 16], de Schoklitsch [17], de Ackers y White [18], de Engelund y Hansen [19], y de Yang [20].

Una descripción de la teoría y del desarrollo de las fórmulas anteriores llega mucho más allá del alcance de este texto, sin embargo para obtener más información el lector puede dirigirse a las referencias ya indicadas

La recomendación para extender el rango de la carga total de sedimento completo es calcular carga del sedimento total usando el

procedimiento de Einstein Modificado para un rango tan ancho de caudales como sea posible, entonces comparar estos resultados con los de las fórmulas predictivas. La fórmula de producción de sedimento que produzca resultados más similares a los cálculos de Einstein Modificado se usa para extender el rango a los caudales más altos. Cuando no haya datos disponibles para el cálculo con Einstein Modificado, se deberá de elegir una fórmula predictiva que haya dado resultados buenos comparables, en ríos que tengan similares propiedades hidráulicas y distribución del tamaño del material del fondo.

Si el material de fondo es predominantemente arena tosca mayor que aproximadamente 0,5 mm, grava o material del tamaño de los guijarros, puede usarse un programa de muestreo especial independientemente o como chequeo de la fórmula del arrastre de fondo. Esto impone la medición del arrastre de fondo por un equipo de medición directa como el captador de arrastre de fondo Helley-Smith descrito por Emmett [21]. El procedimiento de medida puede ser bastante extenso, dependiendo de las dunas y de las irregulares de la configuración del lecho del río. Para describir adecuadamente las variaciones espaciales y temporales en la tasa de transporte se necesitan varias muestras, de 10 a 20 igualmente espaciadas en la sección transversal.

Una vez que se determina bien el ratio de movimiento de sedimento no medido, por cálculo con Einstein Modificado o por fórmulas de carga de fondo, se dibuja una curva del ratio de la carga no medida. Se puede realizar un análisis de mínimos cuadrados en un grafico en papel log-log relacionando el caudal de agua con la carga no medida para esos valores especiales medidos. El cálculo de la carga no medida a partir de la correlación de descarga de agua y descarga de material no medido es similar al cálculo de la carga en suspensión mostrado en la tabla A-2. La carga total es obtenida combinando los resultados de la carga suspendida y el cálculo de la carga no medida.

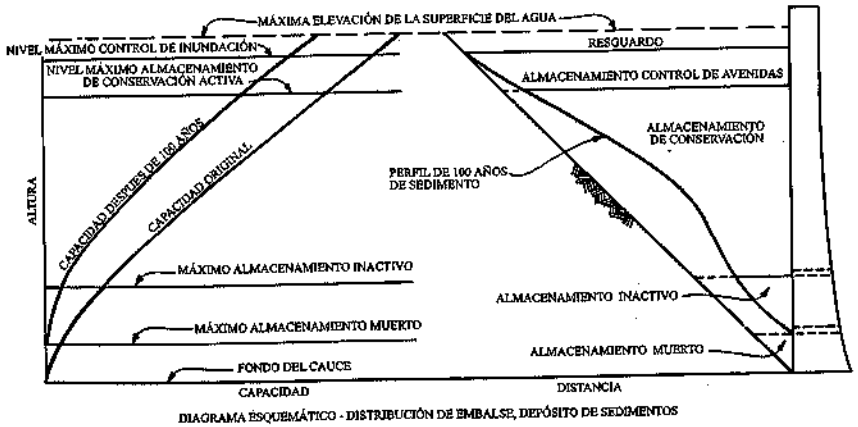


Figura A-8.- Diagrama esquemático de la situación del embalse y deposición de los sedimentos. 103-D-1809.

UDHCONECTA.COM

(e) *Ajuste al Emplazamiento de la Presa* - Cualquier medida de la producción de sedimentos, o de los estudios en un embalse o de la toma de muestras de sedimento, requiere un ajuste en la producción de sedimentos desde la situación específica al emplazamiento de la presa. En muchos casos la producción de sedimentos, en acre-pies o toneladas por milla cuadrada derivada del estudio de un embalse o en una estación de aforo puede aplicarse directamente al área del desagüe sobre el emplazamiento. Si las proporciones de la producción de sedimentos no son directamente aplicables a la cuenca del emplazamiento de la presa, los nueve factores mostrados en la tabla A-1 pueden usarse como una técnica de calibración para el ajuste al emplazamiento de la presa.

A.3. Sedimentación en Embalse.

Una vez que se ha estimado el caudal de entrada de sedimento a un embalse, debe de prestarse atención al efecto que la sedimentación de este sedimento tendrá en la vida y el funcionamiento diario del embalse. En el diseño de la presa se debe considerar, la media anual de entrada de sedimento, la eficacia de retención del embalse, la densidad final del sedimento depositado, y la distribución del sedimento dentro del embalse.

Para prevenir la pérdida prematura de capacidad del almacenamiento útil, se incluye, dentro del diseño original, un volumen adicional de almacenamiento igual a la previsión de embalse del sedimento durante la vida económica del embalse. El Bureau of Reclamation pide que esa reserva se haga para almacenar sedimento siempre que la previsión de sedimentación durante el período de análisis económico del proyecto exceda del 5 por ciento de la capacidad total del embalse. Habitualmente se utiliza en el análisis económico y en la acumulación de sedimento un periodo de retorno de 100 años; sin embargo, se puede utilizar menor acumulación de sedimentos que la de 100 años si el análisis económico justifica una menor asignación. El espacio asignado para el sedimento se reserva para mantener el volumen de almacenamiento durante la vida útil del proyecto.

Un diagrama esquemático de la previsión de sedimentación (fig A-8) muestra el efecto del sedimento en el almacenamiento. El estudio de la curva de distribución del área y la capacidad para 100 años, similar a la mostrada en el lado izquierdo de figura A-8, siempre necesita que la acumulación de sedimento de 100 años sea más del 5 por ciento de la capacidad total del embalse. En los estudios operacionales de un embalse para determinar el suministro de agua disponible para satisfacer la proyección de la demanda de agua a lo largo de la vida económica, exige una media (50 años para un análisis económico de 100 años) de la acumulación del sedimento durante el periodo de vida económico que esté en uso.

(a) *Eficacia de la Retención* - Se define eficacia de la retención de un embalse, como la proporción de la cantidad de sedimento depositado frente al sedimento total que entra. Depende principalmente de la velocidad de caída de la partícula sedimento y del ratio del caudal a través del embalse. La velocidad de sedimentación de la partícula es función del tamaño y forma de las partículas, la viscosidad del agua, y la composición química del agua. El ratio del caudal que atraviesa el embalse está determinado por el volumen del caudal de entrada respecto al almacenamiento disponible y el ratio del volumen de salida.

Los métodos para estimar la eficacia de la retención de sedimentos en el embalse son empíricos basados en medidas de sedimentos depositados en un gran número de embalses. Brune [22] ha presentado un grupo de curvas envolventes para su uso en embalses usando la relación capacidad-caudal de entrada de los embalses. La curva media de Brune se muestra en la figura A-9.

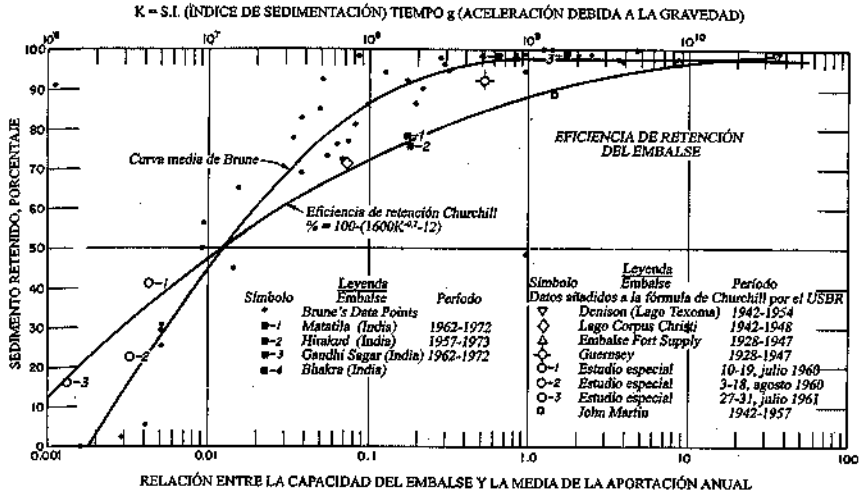


Figura A-9.- Curvas de eficacia de la retención. De Brune [22] y Churchill [23]. 103-D-1810.

Usando los datos de los embalses de Tennessee Valley Autority, M A Churchill [23] desarrolló una relación empírica entre el porcentaje de sedimento entrante que atraviesa un embalse y el índice de sedimentación del embalse. El índice de la sedimentación se define como cociente del período de retención y la velocidad media en atravesar el embalse. La curva de Churchill se puede transformar en una expresión adimensional multiplicando el índice de sedimentación por *g*, aceleración de la gravedad.

Las siguientes definiciones son útiles al usar la curva de Churchill:

Capacidad- Capacidad del embalse con el volumen medio de operación para el periodo que se analiza, en pies cúbicos (metros cúbicos).

Caudal de entrada- Caudal medio diario de entrada durante el periodo de estudio, en pies cúbicos (metros cúbicos).

Periodo de retención- Capacidad dividida por el caudal de entrada.

Longitud- Longitud del embalse en pies (metros) para el nivel del embalse en funcionamiento medio.

Velocidad- Velocidad media, en pies (metros) por segundo, obtenida dividiendo el caudal de entrada por el área de la sección media en pies cuadrados (metros cuadrados). El área media puede determinarse dividiendo la capacidad por la longitud.

Índice de sedimentación- Periodo de retención dividido por la velocidad.

La figura A-9 proporciona una buena comparación de los métodos de Brune y Churchill para calcular la eficacia de retención [24]. Un criterio general es usar el método de Brune para almacenamientos grandes o medios y la curva de Churchill para cuencas pobladas, embalses pequeños, estructuras que retarden el caudal, embalses semivacíos o embalses que se vacían continuamente.

UDHCONECTA.COM

Cuando la acumulación del sedimento prevista es superior a un cuarto de la capacidad del embalse, deberá de analizarse la eficacia de la retención para los períodos sucesivos de la vida del embalse. Teóricamente, la eficacia de retención del embalse disminuirá de forma continua una vez que se inicia el embalse, sin embargo, para la mayoría de los embalses no es práctico analizar la eficacia de la retención en intervalos menores a 10 años. La variabilidad del caudal de entrada de sedimento anual es razón suficiente para no usar periodos de análisis más cortos.

(b) *Densidad del Sedimento Depositado*- Las muestras del sedimento depositado en los embalses proporcionan información útil sobre la densidad de los depósitos en los embalses. La densidad de material depositado en términos de masa seca por unidad de volumen se usa para convertir el flujo total del sedimento entrante a un embalse de masa a volumen. La conversión es necesaria cuando el flujo total entrante de sedimento se calcula a partir de una medida de material en suspensión - y material de fondo- con un programa de toma de muestras. Los factores básicos que influyen en la densidad de los sedimentos depositados en un embalse son (1) la forma de la explotación del embalse, (2) la textura y tamaño de partículas del sedimento depositado, y (3) la compactación o la proporción de consolidación de los sedimentos depositados.

El funcionamiento del embalse es probablemente el factor más influyente. Los sedimentos que han depositado en embalses debido a un periodo de sequía importante pueden estar expuestos a períodos largos y, por consiguiente, sufren una consolidación mayor. Sin embargo, los embalses que operan con un almacenamiento bastante estable no permiten que el sedimento se seque y se consolide tanto.

El tamaño de las partículas de sedimento entrantes tiene un efecto importante en la densidad. Los depósitos de sedimento compuestos de limo y arena tienen densidades más altas que aquéllos donde predomina la arcilla. La clasificación del sedimento según tamaño propuesto por la American Geophysical Union se indica a continuación:

Tipo de sedimento	*Rango del tamaño en milímetros*
Arcilla	< 0,004
Limo	0,004 a 0,062
Arena	0,062 a 2,0

La acumulación de nuevos sedimentos en los embalses, encima de los sedimentos previamente depositados cambia la densidad de los sedimentos más antiguos. Esta consolidación afecta a la densidad media a lo largo de la vida estimada del embalse, como por ejemplo un período de 100 años. Un buen ejemplo de consolidación de sedimentos depositados se muestra en la figura A-10, que se ha tomado del informe de Lara y Sanders [25] de pesos específicos (densidades) en el Lago Mead de un muestreo en el emplazamiento con material del tamaño de arcilla.

El método que tiene en cuenta la totalidad de los tres factores que determinan la densidad de sedimento depositado se demuestra en las siguientes líneas. La influencia del funcionamiento del embalse es muy importante, debido a que la cantidad de la consolidación o de secado puede darse en la fracción de la arcilla del material depositado, cuando el embalse está sujeto a un vaciado importante. El tamaño de la partícula del sedimento entrante en el embalse también afecta a la densidad, como se muestra en la variación inicial de masas. Lara y Pemberton [26] analizaron estadísticamente unas 1.300 muestras para determinar las ecuaciones de la variación de la densidad (a veces peso unitario o peso específico) de los embalses con el tipo de funcionamiento del embalse. Los datos adicionales de la densidad de los materiales depositados en los embalses, tomados de nuevo en campañas de campo, han confirmado la ecuación (eq 3) de Lara y Pemberton [26], que es ligeramente diferente de la ecuación de Senda y Koelzer [27].

Los embalses se clasifican según su funcionamiento tal y como sigue:

Operación	*Operación del Embalse*
1	Sedimento siempre sumergido o casi siempre sumergido
2	Regulado normalmente a vaciados importantes
3	Embalse habitualmente vacío
4	Sedimento en el lecho del río

Normalmente puede elegirse el número apropiado de la operación del embalse a partir del estudio de las normas de operación preparadas para el embalse.

Una vez que se ha seleccionado el número de operación del embalse, se puede estimar la densidad de los sedimentos del embalse usando la ecuación siguiente:

$$W = W_c p_c + W_m p_m + W_s p_s \qquad (3)$$

donde:

W = peso unitario en libras por pie cúbico (kilogramos por metro cúbico)

p_c, p_m, p_s = porcentajes de arcilla, limo, y arena, respectivamente, de la entrada de sedimento, y

W_c, W_m W_s = coeficientes de peso unitario para la arcilla, lodo, y arena, respectivamente

Estos coeficientes pueden obtenerse de la tabla siguiente:

Operación del embalse	*Peso unitario inicial (masa) lb/pie³ (kg/m³)*		
	$W_{arcilla}$	W_{limo}	W_{arena}
1	26 (416)	70 (1120)	97 (1550)
2	35 (561)	71 (1140)	97 (1550)
3	40 (641)	72 (1150)	97 (1550)
4	60 (961)	73 (1170)	97 (1550)

A modo de ejemplo, se conocen los datos siguientes del proyecto de un embalse:

Tipo de operación del embalse: 1

Tamaños del ensayo, 23 por ciento de arcilla, 40 por ciento de limo, y 37 por ciento de arena

Por consiguiente:

$$W = 26\,(0{,}23)+70\,(0{,}40)+97\,(0{,}37)$$
$$= 6+28+36 = 70\ \text{lb/ft}^3 = 1120\ \text{kg/m}^3$$

Para determinar la densidad del sedimento en el embalse después de un período de funcionamiento del mismo, se sabe que parte del sedimento se depositará en el embalse en cada uno de los T años de funcionamiento, y el depósito de cada año tendrá un tiempo de consolidación diferente. Miller [28] desarrolló una aproximación de la integral para determinar la densidad media de todo el sedimento depositado en T años de funcionamiento como sigue:

$$W_T = W_1 + 0{,}4343\,K\left[\frac{T}{T-1}(L_e T) - 1\right] \qquad (4)$$

donde:

W_T = densidad media después de T años de funcionamiento del embalse,

W_1 = peso unitario inicial (densidad) obtenida de la ecuación (3), y

K = constante basada en el tipo de funcionamiento del embalse y los ensayos de tamaño de sedimento, obtenido de la tabla siguiente:

Operación del embalse	*Valor de K en unidades Inglesas (SI)*		
	Arcilla-K_s	*Limo-K_m*	*Arena-K_a*
1	0	5,7 (91)	16,0 (256)
2	0	1,8 (29)	8,4 (135)
3	0	0,0 (0)	0,0(0)

y $K = K_c p_c + K_m p_m + K_s p_s$

Usando el mismo ejemplo utilizado para el cálculo del peso (densidad), el valor medio de 100 años a incluir en la consolidación se calcula como sigue:

$$K = 16\,(0{,}23) + 5{,}7\,(0{,}40) + 0\,(0{,}37)$$
$$= 3{,}68 + 2{,}28 + 0 = 5{,}96$$

UNIVERSITAT DE LLEIDA BIBLIOTECA ETSEA

UDHCONECTA.COM

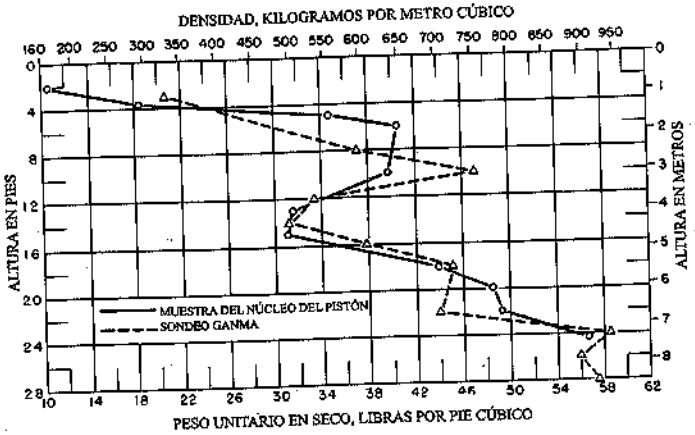


Figura A-10.- Comparación de densidades en Lake Mead. Localización muestra 5. 103-D-1811.

$$W_{100} = 70 + 0{,}4343\ (5{,}96)\ [(100/99)\ (4{,}61) - 1]$$

$$= 70 + 2{,}59\ (3{,}66) = 79\ \text{lb/ft}^3 = 1270\ \text{kg/m}^3$$

Este valor puede usarse para convertir los pesos unitarios iniciales (masas) de sedimento entrante al volumen que ocupará en el embalse después de 100 años.

(c) *Distribución del Sedimento dentro de un Embalse.*- Los datos obtenidos de los estudios de embalses existentes [5], como se ha descrito en la sección A.2 (b) el "Estudio de Datos de Embalse" han sido utilizados extensivamente para desarrollar las relaciones empíricas para predecir los modelos de distribución de sedimento en los embalses. Las dos técnicas de la distribución más comunes se ilustran en las figuras A-2 y A-3, dónde el sedimento es distribuido por profundidad y por distancia del perfil longitudinal, respectivamente. Ambos métodos muestran claramente que la sedimentación no necesariamente se confina a las partes más bajas del almacenamiento del embalse.

Las acumulaciones del sedimento en un embalse se distribuyen normalmente por debajo del nivel de conservación del embalse, o superficie normal del agua. Sin embargo, si el embalse tiene un volumen para el control de avenidas y se prevé que la superficie de agua se mantendrá dentro de este volumen durante períodos significativos de tiempo, una parte del sedimento puede depositarse en este volumen. La figura A-11 es el dibujo de los datos de 11 Grandes embalses de las Llanuras en los Estados Unidos, y puede usarse como una guía para estimar la parte del total de sedimento que se depositará por encima de la superficie normal del agua. Este gráfico sólo debe de considerarse como una guía genérica, debiéndose de contrastar la estimación obtenida con el funcionamiento propuesto del embalse y la naturaleza del sedimento entrante. Este gráfico está basado en una cantidad limitada de datos y podrá revisarse cuando haya más información disponible.

El ratio de laminación es la proporción de la profundidad del embalse para control de avenidas frente a la profundidad por debajo de éste, multiplicada por el porcentaje del tiempo en el que la superficie del agua está dentro de

la zona de control de avenidas. Para un embalse propuesto, esta información debe de obtenerse de las normas de funcionamiento del embalse.

Una vez que se ha establecido la cantidad de sedimento que depositará debajo del nivel normal de la superficie del agua, puede usarse el método empírico de reducción del área para estimar la distribución. Este método que se desarrolló primero con los datos, recogidos en campo, de 30 embalses, es descrito por Borland y Miller [29] y revisado por Lara [30]. El método indica que la distribución de sedimento depende de (1) la forma en que se opera el embalse, (2) la textura y tamaño de las partículas del sedimento depositado, (3) la forma del embalse, y (4) el volumen de sedimento depositado en el embalse. Sin embargo, el factor de la forma (3) se adoptó como el principal criterio para el desarrollo empírico de gráficos con curvas utilizables en la distribución de sedimentos. La forma del embalse se define por la relación entre profundidad y la capacidad, dónde *m* es el inverso de la pendiente de la curva de profundidad versus capacidad en un gráfico dibujado en escala logarítmica. La clasificación de embalses de acuerdo a este criterio es:

Tipo de Embalse	*Clasificación*	*m*
I	Lago	3,5 a 4,5
II	Plana de inundación–colina baja	2,5 a 3,5
III	Colina	1,5 a 2,5
IV	Normalmente vacío	-

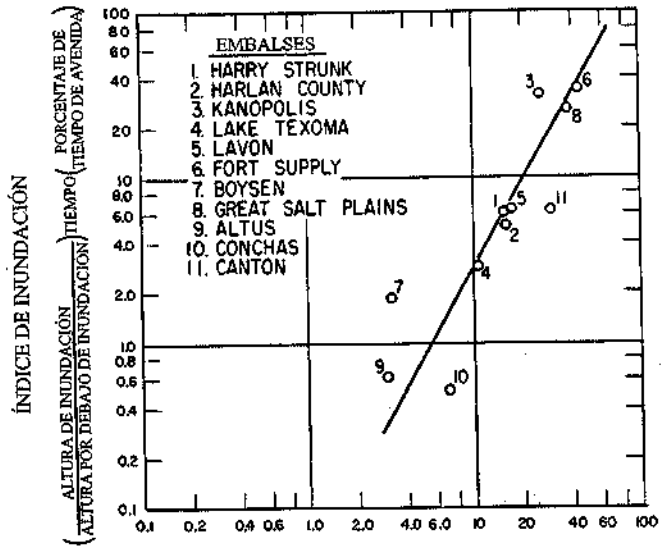


Figura A-11.- Sedimento depositado en embalse de control de avenida. 103-D-1812.

UDHCONECTA.COM

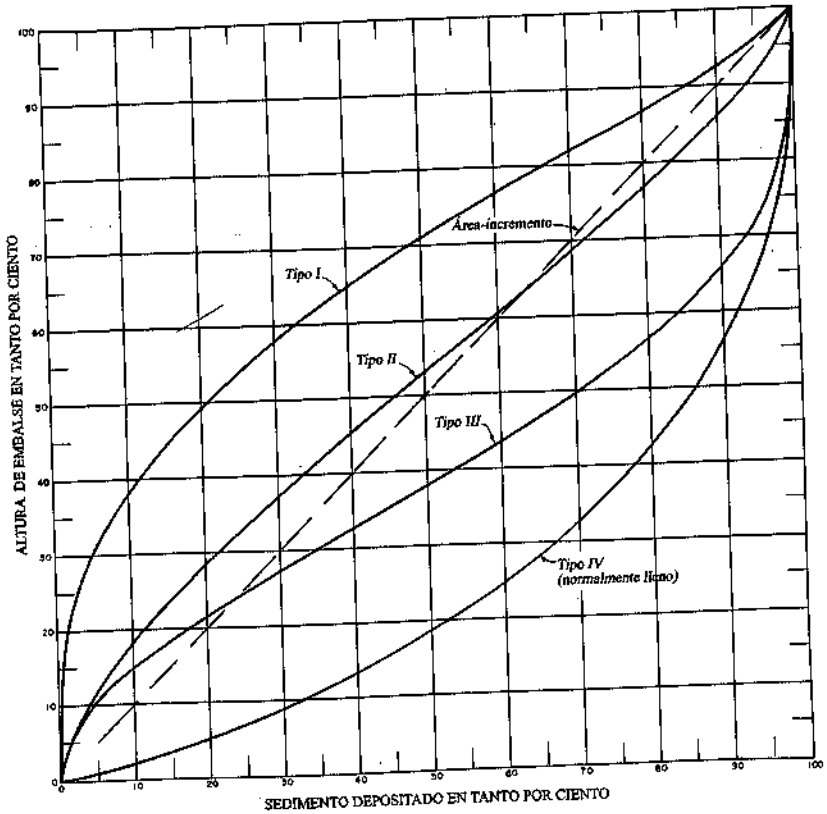


Figura A-12.- Curvas de proyecto de distribución del sedimento. 103-D-1813.

Para predecir la distribución futura con la profundidad, el Bureau usa ahora las curvas mostradas en la figura A-12. Con un peso igual aplicado al funcionamiento del embalse y la forma, se selecciona un tipo de distribución de la tabla A-5. En esos casos se da la opción de dos tipos, y debe de tomarse la decisión de si influye más el funcionamiento del embalse o la forma. La textura y tamaño de los sedimentos depositados podrían ser tomados para este análisis con las pautas siguientes:

Tamaño predominante	*Tipo*
Arena ó más gruesos	I
Limo	II
Arcilla	III

Se ha comprobado que el tamaño de sedimentos, en la mayor parte de los sistemas fluviales una mezcla de arcilla, limo y arena, es el factor menos importante para seleccionar la curva tipo de la figura A-12. Sólo para esos casos con dos tipos de distribuciones posibles, se debe de considerar el tamaño de sedimento para seleccionar la curva tipo.

Lara [30] detalla la distribución del sedimento en un embalse por el método de área-reducción empírica. El tipo de curva apropiada se selecciona usando el procedimiento de ponderación mostrado en la tabla A-5. También se puede usar un programa de ordenador escrito por Hudspeth y Trietsch [31] para distribuir el sedimento por el método empírico del área-reducción o el método de área-incremento. El método de área-incremento asume que el área en la que deposita el sedimento permanece constante a lo largo de la profundidad del embalse. El método de área-incremento es casi idéntico al de la curva tipo II y se usa a menudo para estimar la nueva elevación de capacidad cero de una presa.

Se incluye un ejemplo de un estudio de distribución de sedimento de la presa Theodore Roosevelt situada en Salt River en Arizona. La construcción del dique se completó en 1909, y en 1981 se hizo un estudio completo del embalse. El embalse tenía una capacidad total original de 1530500 acres-pies (1888 x 10^6 m^3) a la elevación 2136,0 pies (651,0 m), cota superior del embalse de conservación activo. El propósito de este ejemplo es (1) comparar el estudio real de 1981 con los métodos de distribución, (2) mostrar todos los pasos involucrados en un estudio de la distribución, y (3) predecir los cambios en la capacidad y profundidades del sedimento en la presa durante 100, 200 y 300 años.

La Tabla A-6 proporciona los datos de área-capacidad necesarios para evaluar el estudio real de 1981 y usarlos como base en el estudio de la distribución. La acumulación total del sedimento en Theodore Roosevelt Lake determinado en 1981 por el estudio era de 193765 acres-pies (239 x 10^6 m^3). En los 72,4 años desde el cierre de la presa en mayo de 1909, hasta el estudio de septiembre de 1981, el sedimento anual medio depositado era de 2676 acres-pies (3301 x 10^6 m^3) por año. Los datos del estudio de la tabla A-6 se usaron para dibujar la curva de distribución del sedimento de la figura A-13. Para verificar qué curva del método área-reducción era la más apropiada, se distribuyó por ambos gráficos tipo II y III, el volumen de sedimento depositado en Theodore Roosevelt Lake entre 1909 y 1981 como se muestra en la figura A-13. Esta comparación indica que el tipo II se ajusta más al estudio real. En la figura A-14 se muestra un gráfico de datos de área capacidad procedentes de la tabla A-6.

Tabla A-5.- Elección de la curva de diseño tipo.

Explotación del embalse		Forma del embalse		Tipo ponde-rado
Clase	Tipo	Clase	Tipo	
Sedimentos sumergidos	I	Lago	I	I
		Plana de inundación–Colina baja	II	I o II
		Colina y garganta	III	II
Vaciado moderado	II	Lago	I	I o II
		Plana de inundación–Colina baja	II	II
		Colina y garganta	III	II o III
Vaciado importante	III	Lago	I	II
		Plana de inundación–Colina baja	II	II o III
		Colina y garganta	III	III
Normalmente vacío	IV	Todas las formas		IV

El primer paso en el estudio de la distribución para 100, 200, y 300 años de periodo de retorno es la determinación del ratio de acumulación del sedimento. En el caso de Theodore Roosevelt Lake, el ratio determinado en el estudio de 1981 que se usó para las proyecciones futuras (con la suposición de que la consolidación o la densidad de los depósitos no cambiarán) es:

	Volumen de sedimento	
Años	10^3 ares-pies	10^6 m^3
72,4 (1981)	193,765	239,009
100	267,600	330,100
200	535,800	660,200
300	802,800	990,300

UDHCONECTA.COM

Tabla A-6.- Datos de área y capacidad del embalse, Theodore Roosevelt Lake.

Altura		Estudio original (1909)				Estudio actual (1981)			
		Área		Capacidad		Área		Capacidad	
pies	m	acres	hectáreas	10^3 acres-pie	10^6 m^3	acres	hectáreas	10^3 acres-pie	10^6 m^3
2136,0	651,0	17,785	7198	1530,5	1888	17,337	7016	1336,7	1649
2130,0	649,2	17,203	6962	1425,5	1758	16,670	6783	1234,3	1523
2120,0	646,2	16,177	6547	1258,5	1552	15,617	6320	1072,4	1323
2110,0	643,1	15,095	6109	1102,2	1360	14,441	5844	922,3	1138
2100,0	640,1	14,104	5708	956,5	1180	13,555	5486	782,6	965
2090,0	637,0	13,247	5361	819,3	1011	12,746	5158	650,5	802
2080,0	634,0	11,939	4832	693,3	855	11,331	4586	530	654
2070,0	630,9	10,638	4305	580,6	716	9,842	3983	424	523
2060,0	627,9	9,482	3837	479,9	592	8,230	3331	333,8	412
2050,0	624,8	8,262	3344	391,2	483	6,781	2744	258,9	319
2040,0	621,8	7,106	2876	314,6	388	5,569	2254	197,6	244
2030,0	618,7	6,216	2516	248	306	4,847	1962	145,6	180
2020,0	615,7	5,286	2139	190,3	235	4,212	1705	100,3	124
2010,0	612,6	4,264	1726	142,9	176	3,387	1371	61,6	76
2000,0	609,6	3,544	1434	103,8	128	2,036	824	35	43,2
1990,0	606,6	2,744	1110	72,3	89,2	1,304	528	18,7	23
1980,0	603,5	1,985	803	48,9	60,3	903	365	7,6	9,4
1970,0	600,5	1,428	578	31,9	39,4	382	155	0,8	1
1960,0	597,4	1,020	413	19,7	24,4	[1]0	[1]0	[1]0,0	[1]0,0
1950,0	594,4	677	274	11,3	14				
1940,0	591,3	419	170	5,9	7,3				
1930,0	588,3	227	91,9	2,7	3,4				
1920,0	585,2	117	47,3	1,1	1,3				
1910,0	582,2	52	21	0,2	0,3				
1902,0	579,7	0	0	0	0				

[1]La altura del sedimento en la presa para la inspección de 1981 fue de 1966 pies (599,2 m).

No existían datos de eficacia de la retención para aplicar a las proyecciones anteriores. El uso del ratio de los resultados del estudio de 1981 asume que la eficacia de la trampa durante los primeros 72,4 años permanecerá igual durante los 300 años. En los casos en los que la acumulación del sedimento esté determinada por la carga total del sedimento en una estación de aforo, para calcular el volumen de acumulación del sedimento, se necesita conocer la eficacia de la retención de la figura A-9 y las densidades por medio de las ecuaciones (3) y (4).

Para completar este ejemplo, el gráfico logarítmico de la relación profundidad-capacidad de la campaña de campo original (1909) (fig A-15) de Theodore Roosevelt Lake proporciona el factor de la forma para la clasificación del tipo. Aunque la parte más baja del embalse se sitúa ligeramente dentro del tipo III, la parte superior y la pendiente global indica una clasificación del tipo II. Al asignar una clasificación tipo a un embalse existente o distribuyendo el sedimento encima del sedimento anterior depositado, es importante que la relación de estado-capacidad sólo se trace para la campaña de campo original. Los

estudios han mostrado que un embalse no cambia el tipo con las sedimentaciones del sedimento continuadas. Una vez que un embalse se le ha asignado un tipo por la forma, esta clasificación no cambiará. Sin embargo, es posible que un cambio en el funcionamiento del embalse pudiera producir un nuevo tipo de ponderación (vea la tabla A-5).

El próximo paso en el estudio de la distribución es el cálculo de la elevación de sedimento depositado en la presa. En la tabla A-7 se muestran los cálculos para determinar la profundidad de sedimento en el dique. El cálculo de la relación entre profundidad relativa y una función adimensional del área inicial y la curva de capacidad se calcula como se muestra en la figura A-7, para el Theodore Roosevelt Lake, con la función:

$$F = \frac{S - V_h}{H\, A_h} \qquad (5)$$

donde:

F = función adimensional del sedimento total depositado, capacidad, profundidad, y área,

S = sedimento total depositado,

V_h = capacidad del embalse a una elevación dada h,

H = profundidad inicial de embalse, y

A_h = área del embalse a una elevación dada h

Se superpone el dibujo de los puntos de la tabla-7 a la figura A-16 y los p valores (profundidad relativa) a los que la línea cruza durante cualquier año; la curva del tipo apropiada dará la profundidad relativa, p_0 igual al nuevo cero de elevación del dique. La figura A-16 muestra los gráficos de todo el rango de valores de F para los cuatro tipos de embalses y el método del área-incremento como el desarrollado a partir de las curvas de capacidad y de las de diseño. Para la Presa de Theodore Roosevelt, los puntos de corte para el tipo II, así como para las curvas del método de área-incremento dan las profundidades del sedimento mostradas en la tabla A-8. El método del área-incremento se elige a menudo porque siempre corta a la curva F y, en muchos casos, es una buena comprobación del nuevo cero de elevación de capacidad en la presa. En el caso de la presa de Theodore Roosevelt, la campaña de campo de 1981 tenía una elevación observada en la presa de 1966,0 pies (599,2 m) que se ajustaba más con el valor del método área-incremento que con cualquiera de las curvas tipo. Los datos de la tabla A-8 pueden usarse para predecir vida útil de un embalse o proyección más allá de los 300 años.

El paso final del estudio de la distribución es distribuir un volumen especificado de sedimento. Para el ejemplo seleccionado esto incluyó los volúmenes de 72,4, 100, 200, y de 300 años del Theodore Roosevelt Lake con la curva de diseño del tipo II. Los resultados de esta distribución, usando procedimientos descritos por Lara [30] o con programa de ordenador de Hudspeth y Trietsch [30], se muestra en la figura A-14. En las tablas A-9 y A-10 se muestra un ejemplo de los resultados del cálculo por ordenador de la distribución de 100 años utilizando el método empírico de área-reducción y curvas de diseño tipo II. Aunque el ejemplo dado es del tipo II, las ecuaciones para el área del sedimento, a, es para cada tipo:

Tipo	*Ecuación*	
I	$a = 5{,}074\, p^{1{,}85}(1-p)^{0{,}35}$	(6)
II	$a = 2{,}487\, p^{0{,}57}(1-p)^{0{,}41}$	(7)
III	$a = 16{,}967\, p^{1{,}15}(1-p)^{2{,}32}$	(8)
IV	$a = 1{,}486\, p^{-0{,}25}(1-p)^{1{,}34}$	(9)

Donde:

a= área relativa de sedimento, y

p= profundidad relativa de embalse medida desde el fondo.

(d) *Depósitos en Deltas.*- Otro fenómeno de depósito de sedimento en embalse es la distribución longitudinal de sedimento, como se ilustra en la figura A-3 para el Lago Mead.

UDHCONECTA.COM

rema de aguas arriba del perfil de
ón es la formación de un delta de
consecuencia más importante de
de embalse es la subida de las
del remanso en el cauce río arriba
. Por consiguiente, el delta puede
inundación potencial que no se
las condiciones del proyecto del
nto y con la superficie del agua
en la operación del embalse.
desarrollo del delta dentro del
un problema complejo debido a las
mo el funcionamiento del embalse,
de sedimento, y la hidráulica (en
la anchura de las partes superiores
). Los sedimentos depositados en el
siendo continuamente arrastrados
s abajo del embalse durante los
le embalse bajo y durante las

io un estudio del delta en las
que afectan a la construcción de
ferrocarril o carreteras en el área del
estudio tiene que definir las
s inundadas, tanto urbanas como
abor, y las estructuras proyectadas
n control de la inundación en las
s. Las dos fases del estudio del delta
alizar físicamente el delta y (2) con
localizado, calcular la curva de
el cauce río arriba para definir las
se inundarían como resultado de la
le un embalse y del delta río abajo.
le descarga máximo de 100 años se
udo para comparar las inundaciones
ra de inundación; el periodo de 50
senta las condiciones medias del
el evento de 100 años. Si se han
structuras tipo puentes o diques para
as casas en el área de cabecera,
el delta debe de representar el
depositado en 100 años y no sufrir
o menos para un período de retorno
s.

ión de la formación del delta todavía
r un procedimiento empírico basado
rvación de los deltas depositados en los embalses existentes. Un perfil del delta típico se muestra en la figura A-17. Se define por una pendiente de la parte alta, pendiente de la parte baja, y un punto de inflexión entre las dos pendientes en el nivel medio, o 50 por ciento, de la operación del embalse. La cantidad de material que será depositado en el delta se supone igual al volumen de material de tamaño arena o más tosco (> 0,062 mm) que entra en el embalse para 50 ó 100 años de periodo de retorno. Se utiliza el método de prueba y error, utilizando los datos de la topografía y el volumen calculado por el método del área-media para llegar a situación final del delta.

La pendiente de la parte alta del delta se calcula por uno de los siguientes métodos: (1) un análisis estadístico de las pendientes existentes en el delta que tienen un valor igual a la mitad de la pendiente del cauce existente (fig A-18), (2) la pendiente de la parte alta de un embalse comparable existente, o (3) pendientes que producen valores nulos de transporte con las ecuaciones de arrastre de fondo como la de Meyer-Peter, Müller [15, 16] o Schoklitsch [17]. Un ejemplo de la pendiente de la parte alta calculado por la ecuación de Meyer-Peter, Müller del inicio del transporte para cero transporte de fondo, esta dada por:

$$S = K\frac{\frac{Q}{Q_B}\left[\frac{n_s}{(D_{90})^{1/6}}\right]^{3/2}}{d}D \qquad (10)$$

donde:

S = pendiente de la zona alta,

K = coeficiente igual a 0,19 (unidades inglesas) o 0,058 (SI),

Q/Q_B = proporción del caudal total en pies cúbicos (metros cúbicos) por segundo y el caudal por encima del cauce del río, en pies cúbicos (metros cúbicos) por segundo. La descarga se refiere a la descarga máxima y se determina normalmente por el caudal que llena el cauce o por el pico de la avenida media anual,

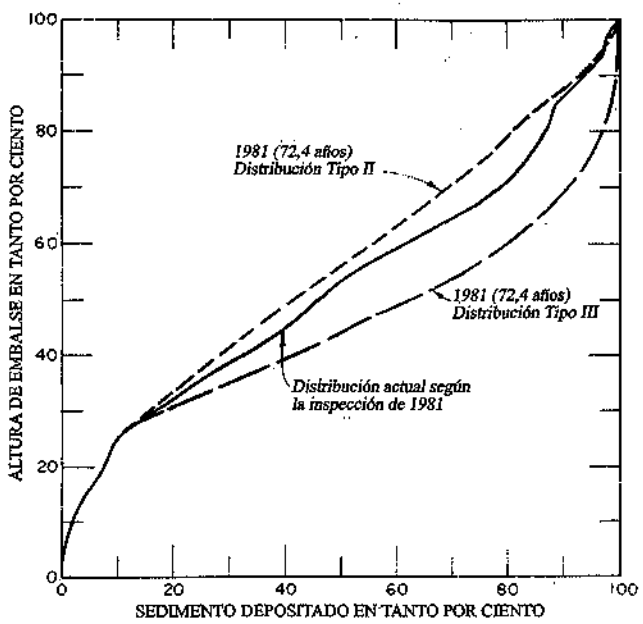


Figura A-13.- Distribución del sedimento para Theodore Roosevelt Lake. 103-D-1814.

D = el diámetro de material del fondo en la pendiente de la parte alta (normalmente se determina como el diámetro medio medido en milímetros),

D_{90} = diámetro de material del fondo para el 90 por ciento más fino, en milímetros,

d = máxima profundidad del cauce para la descarga máxima, en pies (metros), y

n_s = coeficiente de rugosidad de Manning del fondo del cauce (a veces calculado como $((D_{90})^{1/6}/26)$.

La ecuación de Meyer-Peter, Müller o cualquier otra ecuación elegida para el transporte nulo dará una pendiente en la que el material del fondo ya no se transportará. Esto es necesario para la forma del delta. La situación del punto de inflexión entre la pendiente de la parte alta, y de la zona de la parte baja depende principalmente del funcionamiento del embalse y de la pendiente del cauce existente en el área del delta. Si el embalse se opera cerca del máximo nivel del embalse una parte importante del tiempo, el máximo nivel de embalse será la elevación del punto de inflexión. Recíprocamente, si la superficie de agua de embalse tiene fluctuaciones frecuentes y un canal del caudal de entrada profundamente atrincherado, tiene que usarse una elevación del embalse media para establecer el punto de inflexión. En la situación extrema cuando un embalse se vacía todos los años durante las avenidas para vaciar los sedimentos, entonces no habrá ningún punto de inflexión.

El final de la parte superior del delta se fija con la intersección de la superficie máxima de agua y la situación inicial del fondo del cauce; y la pendiente de la zona alta se proyecta desde ese punto a la elevación anticipada del punto de inflexión para empezar los primeros cálculos del tanteo de volumen del delta.

UDHCONECTA.COM

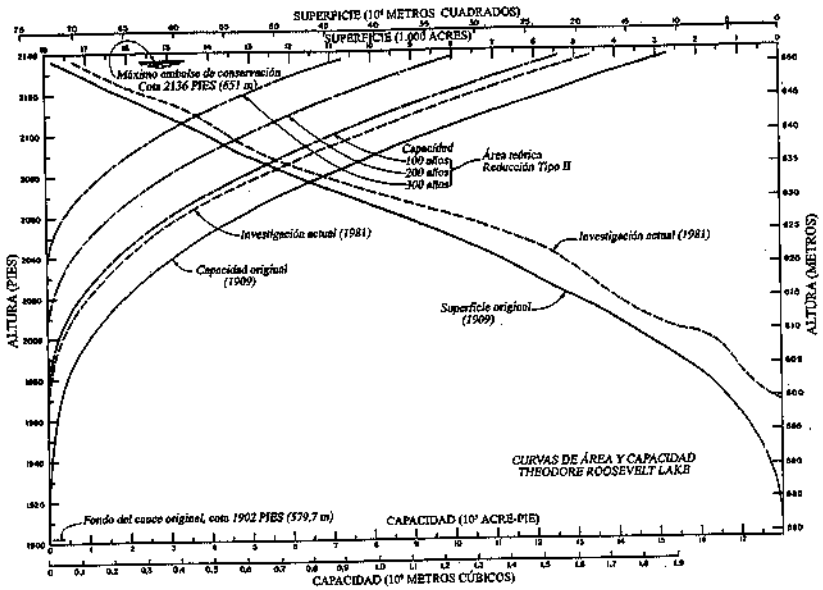


Figura A-14.- Curvas de área y capacidad para Theodore Roosevelt Lake. 103-D-1815.

El promedio de las pendientes de la parte baja observadas en estudios de embalse del Bureau of Reclamation es de 6,5 veces la pendiente de la zona alta. Sin embargo, algunos embalses presentan una pendiente de la zona baja considerablemente mayor que esa; por ejemplo, la pendiente en el Lago Mead es 100 veces la de la zona alta. Adoptando una pendiente, como primer tanteo, de la parte baja de 6,5 veces la de la parte alta, puede completarse el primer tanteo del delta.

El volumen de sedimento calculado partiendo de las secciones transversales del cauce con el delta superpuesto al cauce, debe de estar de acuerdo con el volumen del tamaño arena o el material más grande que estaba previsto que vendría por el arroyo del delta. La cantidad de sedimento en el delta sobre la cota del agua en nivel normal, también debe de estar de acuerdo con el depósito estimado sobre el nivel de operación normal, como se muestra en la figura A-11. Si el ajuste necesario para lograr que coincidan es menor, normalmente puede hacerse con un pequeño cambio en la pendiente de la zona alta. Si se necesita un cambio importante en el tamaño del delta, el punto de inflexión puede moverse hacia delante o hacia atrás en el embalse mientras se mantenga la elevación del punto inicialmente determinada. Después, se proyecta hacia atrás la pendiente de la zona alta a partir de la nueva situación del punto de inflexión, y se calcula de nuevo el volumen del delta. La intersección de la zona alta del delta y el cauce original puede situarse por encima de la elevación máxima de la superficie del agua. Esta situación se ha observado en los embalses pequeños.

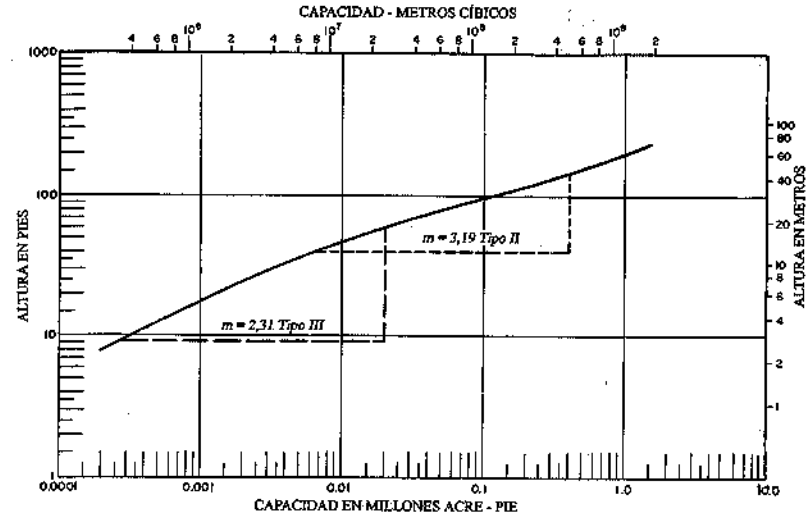


Figura A-15.- Relación altura-capacidad para Theodore Roosevelt Lake. 103-D-1816.

A.4. Efectos en el Cauce Aguas Abajo.

(a) *Degradación General-* La retención del sedimento en un embalse acompañado con las descargas de agua clara de la presa, perturba el régimen, o estado de cuasi-equilibrio, del cauce del río aguas abajo. Un cauce natural que transporta sedimento normalmente está en equilibrio, o en régimen [32], sin tendencia a largo plazo a la sedimentación o a la degradación. La descarga de agua clara a través de los desagües, las centrales hidroeléctricas, o los vertederos perturban esta condición estable natural, degradándose el fondo del cauce y las bancadas. El proceso de degradación se mueve progresivamente aguas abajo hasta que alcance un punto dónde las cantidades del sedimento transportado produzcan un cauce estable, o en equilibrio. Algunos embalses que tienen una retención con poca eficacia, pueden liberar agua con material de arcilla coloidal (<0,004 mm), pero estas descargas habitualmente tendrán una influencia pequeña en el retraso de la degradación río abajo. La excepción a la descarga de aguas claras sería la de un embalse que se hubiera diseñado con desagües a bajo nivel, con una capacidad igual a la de las grandes avenidas del río, para que pasen grandes cantidades de sedimento al cauce aguas abajo. Cualquier sedimento que atraviese la presa, sobre todo de material del tamaño arena(>0,062 mm), reduciría la degradación prevista del cauce aguas abajo.

Las técnicas para calcular la degradación aguas abajo de una presa varían de forma importante dependiendo del tamaño de los sedimentos en el cauce y las bancadas, las descargas de la presa, y la precisión deseada en los resultados. Están disponibles sofisticados modelos matemáticos para ordenador para calcular la degradación [33, 34]. Un ejemplo es el STARS (Transporte de Sedimentos y Simulación de Ríos), modelo desarrollado por el Bureau y previsto su finalización en 1987.

UDHCONECTA.COM

Tabla A-7.- Cálculo de la altura de sedimento en la presa Theodore Roosevelt.

Altura		Profundidad relativa,	V_t (capacidad)		A_s (área)		HA_s 10^6	S(depósito de sedimentos total)		$S\text{-}V_t$	$S\text{-}V_t'$	H(profundidad original del embalse)											
												234 pies (71,3 m)											

UDHCONECTA.COM

Hasta que los modelos matemáticos demuestren estar adaptados a todas las condiciones de los ríos, la aproximación del Bureau para la degradación aguas abajo de las presas es aplicar una pendiente estable o un estudio de armado del lecho. Las distintas aproximaciones para estimar la profundidad o la cantidad de degradación que ocurrirá aguas abajo de una presa o de estructura similar dependen del tipo de material que se forma en el fondo del cauce del río [35].

Tabla A-8.- Altura del sedimento en la presa Theodore Roosevelt.

Años	Diseño de curva tipo II		Altura[2]		Método área-incremento		Altura[2]	
	p_0	p_0H[1]	pies	m	p_0	p_0H	pies	m
[3]72,4	0,23	54	1956,0	596,2	0,247	58	1960,0	597,4
100	0,284	66	1968,0	599,8	0,29	68	1970,0	600,5
200	0,418	98	2000,0	609,6	0,4	94	1996,0	608,4
300	0,553	129	2031,0	619,0	0,506	118	2020,0	615,7

[1] H = 234 pies (71,3 m)
[2] Elevación original del fondo del arroyo mayor de p_0H
[3] 1981

Tabla A-9.- Theodore Roosevelt Lake, embalse tipo II estudio de acumulación de sedimento. Método de reducción del área empírica. Sedimento entrante = 267600 acre-pie (Unidades Inglesas).

Altura, pies	Original		Relativa		Sedimento		Revisado	
	Área, acres	Capacidad, acres-pie	Altura	Área	Área, acres	Volumen, acres-pie	Área, acres	Capacidad, acres-pie
2136,0	17785,0	1530,499	1,000	0,000	0,0	267600	17785,0	1262,899
2130,0	17203,0	1425,512	0,974	0,546	699,1	265503	16503,9	1160,009
2120,0	16177,0	1258,547	0,932	0,795	1018,8	256914	15158,2	1001,633
2110,0	15095,0	1102,215	0,889	0,945	1210,3	245768	13884,7	856,447
2100,0	14104,0	956,455	0,846	1,050	1344,8	232993	12759,2	723,462
2090,0	13247,0	819,272	0,803	1,127	1443,6	219051	11803,4	600,221
2080,0	11939,0	693,315	0,761	1,184	1516,9	204248	10422,1	489,067
2070,0	10638,0	580,590	0,718	1,225	1570,0	188814	9068,0	391,776
2060,0	9482,0	479,928	0,675	1,254	1606,3	172932	7875,7	306,996
2050,0	8262,0	391,207	0,632	1,271	1628,0	156761	6634,0	234,446
2040,0	7106,0	314,623	0,590	1,277	1636,5	140438	5469,5	174,185
2030,0	6216,0	248,009	0,547	1,274	1632,8	124092	4583,2	123,917
2020,0	5286,0	190,334	0,504	1,263	1617,6	107840	3668,4	82,494
2010,0	4264,0	142,903	0,462	1,242	1591,0	91797	2673,0	51,106
2000,0	3544,0	103,787	0,419	1,212	1553,1	76076	1990,9	27,711
1990,0	2744,0	72,347	0,376	1,174	1503,8	60792	1240,2	11,555
1980,0	1985,0	48,867	0,333	1,126	1443,0	46057	542,0	2,810
1970,0	1428,0	31,935	0,291	1,068	1381,5	31935	46,5	33
1968,6	1369,7	29,983	0,284	1,059	1369,7	29983	0,0	0
1960,0	1020,0	19,743	0,248	0,999	1020,0	19743	,0	0
1950,0	677,0	11,328	0,205	0,918	677,0	11328	,0	0
1940,0	419,0	5,893	0,162	0,821	419,0	5893	,0	0
1930,0	227,0	2,735	0,120	0,704	227,0	2735	,0	0
1920,0	117,0	1,059	0,077	0,558	117,0	1059	,0	0
1910,0	52,0	211	0,034	0,358	52,0	211	,0	0
1902,0	0,0	0	0,000	0,000	0,0	0	,0	0

Tabla A-10.- Theodore Roosevelt Lake, embalse tipo II estudio de acumulación de sedimento. Método de reducción del área empírica. Sedimento entrante = 330085 x 10^6 m^3. (unidades SI).

Altura, m.	Original		Relativa		Sedimento		Revisado	
	Área, hectáreas	Capacidad, 10^6 m^3	Altura	Área	Área, hectáreas	Volumen, 10^6 m^3	Área, hectáreas	Capacidad, 10^6 m^3
651,05	7197,6	1887,871	1,000	0,000	0,0	330085	7197,6	1557786
649,22	6962,1	1758,369	0,974	0,546	282,9	327498	6679,1	1430871
646,18	6546,8	1552,418	0,932	0,795	412,3	316903	6134,5	1235515
643,13	6108,9	1359,582	0,889	0,945	489,8	303155	5619,1	1056427
640,08	5707,9	1179,787	0,846	1,059	544,2	287397	5163,7	892391
637,03	5361,1	1010,572	0,803	1,127	534,2	270199	4776,8	740373
633,98	4831,7	855,204	0,761	1,184	613,9	251940	4217,8	603264
630,94	4305,2	716,158	0,718	1,225	635,4	232901	3669,8	483256
627,89	3837,4	591,991	0,675	1,254	650,1	213311	3187,3	378680
624,84	3343,6	482,554	0,632	1,271	658,8	193364	2684,8	289190
621,79	2875,8	388,087	0,590	1,277	662,3	173230	2213,5	214858
618,74	2515,6	305,919	0,547	1,274	660,8	153066	1854,8	152853
615,70	2139,2	234,777	0,504	1,263	654,6	133019	1484,6	101758
612,65	1725,6	176,271	0,462	1,242	643,9	113230	1081,8	63041
609,60	1434,3	128,021	0,419	1,212	628,5	93839	805,7	34183
606,55	1110,5	89,249	0,376	1,174	608,6	74985	501,9	14255
603,50	803,3	60,277	0,333	1,126	584,0	56810	219,4	3468
600,46	577,9	39,392	0,291	1,068	559,0	39392	19,0	42
600,92	554,1	36,967	0,284	1,059	554,1	36967	0,0	0
597,41	412,8	24,353	0,248	0,999	412,8	24353	0,0	0
594,36	274,0	13,973	0,205	0,918	274,0	13973	0,0	0
591,31	169,6	7,269	0,162	0,821	169,6	7269	0,0	0
588,26	91,9	3,374	0,120	0,704	91,9	3374	0,0	0
585,22	47,3	1,306	0,077	0,558	47,3	1306	0,0	0
582,17	21,0	260	0,034	0,358	21,0	260	0,0	0
579,73	0,0	0	0,000	0,000	0,0	0	0,0	0

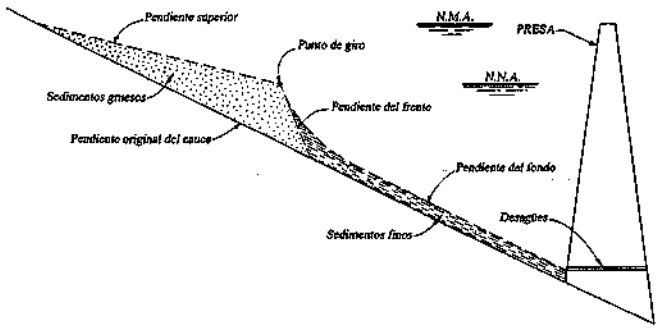


Figura A-17- Perfil típico de depósito de sedimento. 103-D-1818.

UDHCONECTA.COM

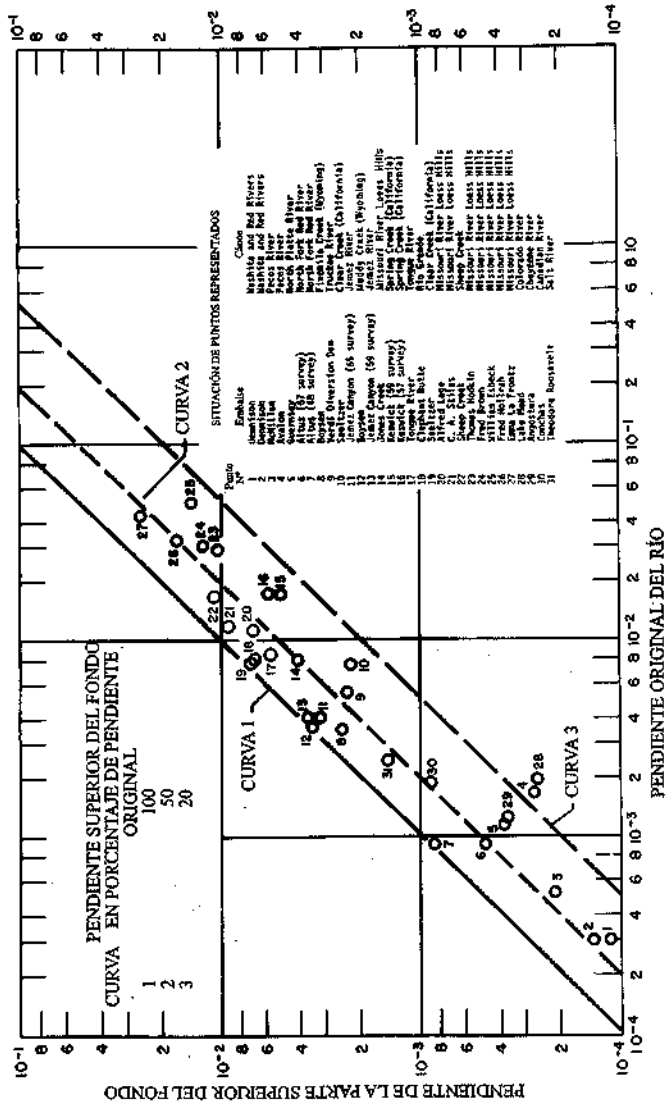


Figura A-18- Pendiente superior del fondo respecto a la pendiente original del cauce en embalses existentes. 103-D-1819.

Cuando el lecho del cauce está compuesto por un material transportable que se extiende a mayor profundidad de la que puede esperarse que se degrade el cauce, la aproximación más útil es calcular el cauce estable, o limitando, la pendiente; estimar el volumen de degradación estimada; y determinar un perfil de cauce con tres pendientes que encaje con estos valores. Sin embargo, si existe la suficiente cantidad de material de gran tamaño o grueso que no puede ser transportado por las descargas normales del río, se desarrollará una capa de armadura, ya que, el material más fino se transportará aguas abajo. La degradación vertical se producirá cada vez más lentamente, de forma progresiva, hasta que la armadura sea suficientemente profunda para inhibir una mayor degradación.

(b) *Método del Armado*- El método de control del armado es un procedimiento menos detallado, que debe de utilizarse inicialmente, para calcular la degradación aguas abajo de una presa. Este método es especialmente aplicable si hay material grande o basto en el fondo del cauce que no puede ser transportado por la descarga normal del río y hay suficiente de este material para desarrollar una capa de armadura. Esto ocurrió en el Río Colorado debajo de la presa del Glen Canyon, y fue descrito por Pemberton [36]. En el proceso de armado, el material más fino, es clasificado y transportado, y la degradación vertical se produce progresivamente a menor velocidad, hasta que la armadura sea suficientemente profunda para controlar una mayor degradación. Se puede prever una capa de armado si aproximadamente el 10 por ciento o más del material del lecho tiene el tamaño de armado o es mayor de éste. Los cálculos del armado asumen que se formará una capa de armado (como se muestra en el fig A-19) como sigue:

$$y_a = y - y_d \qquad (11)$$

donde:

y_a = espesor de la capa armado de lecho,

y = profundidad desde el cauce original al fondo de la capa de armado,

y_d = profundidad desde el cauce original a la parte superior de la capa de armado o profundidad de degradación

Por la definición:

$$y_a = (\Delta p)y \qquad (12)$$

donde:

Δp = porcentaje en tanto por uno de material más grande que el tamaño de armado.

Las ecuaciones (11) y (12) se combinan para lograr:

$$y_d = y_a\left(\frac{1}{\Delta p} - 1\right) \qquad (13)$$

El espesor de la capa de armadura, y_a, varía con el tamaño de partícula necesaria, pero para su utilización en el proyecto normalmente se asume que varía en tres diámetros de la partícula de armado, o 0,5 pies (0, 15 m), en el caso de ser más pequeño. Aunque se ha observado que el armado ocurre con menos de tres diámetros de partícula, la variabilidad del material del fondo del cauce y la posibilidad de picos de descargas de proyecto obligan al uso de una capa de armadura más profunda.

Los tamaños de partícula de sedimento requeridos para armar pueden ser calculados por varios métodos, y cada uno se debe de considerar como un contraste de los otros. Cada método indicará un tamaño de armado diferente; por consiguiente, se necesita experiencia y sensatez para seleccionar el más apropiado. Los datos básicos para calcular el tamaño de la partícula son (1) las muestras del material del fondo del tramo del cauce, a una profundidad en la que se supone que se producirá socavación; (2) la selección de una frecuencia de caudal de descarga, normalmente del orden de 2 años de frecuencia de pico de caudal máximo; y (3) propiedades hidráulicas medias del cauce correspondientes al caudal de descarga seleccionado obtenidas de los cálculos de la curva de remanso para el tramo del río. Los métodos utilizados que calculan el tamaño de partícula no transportable que formará la capa de armado se basan,

UDHCONECTA.COM

normalmente, en alguna de las fórmulas de ecuaciones de transporte de sedimento o relacionadas con ellas, como se describen en los informes del Bureau of Reclamatión [35], ASCE [37], y Yang [20], como son:

Método	*Referencias*
(1) Meyer-Peter, Müller	[15, 16]
(2) Componente velocidad de fondo	[38]
(3)Fuerza crítica tractiva	[39]
(4) Diagrama de Shields	[35, 37]
(5) Movimiento incipiente de Yang	[20]

A continuación se dan los cálculos de un ejemplo de degradación (limitado por armado del lecho) utilizando los métodos anteriores. Para este ejemplo, un cauce aguas abajo de una presa de almacenamiento, se conocen los datos siguientes:

Caudal máximo = Q = 500 ft^3/s (14,2 m^3/s)

Anchura del cauce = B = 60 pies (18,3 m)

Calado medio del cauce = d = 4 pies (1,22 m)

Velocidad media del cauce = V = 3,4 ft/s (1,04 m/s)

Pendiente del cauce = S = 0,0021

Tamaño del armado = D = diámetro, en mm

(1) Meyer-Peter, Müller [15, 16]:

$$D = \frac{S\,d}{k\left[\frac{n_s}{(D_{90})^{1/6}}\right]^{3/2}} \qquad (14)$$

Donde:

K = 0,19 unidades inglesas (0,058 en el SI),

n_s = 0,03 (supuesto para este ejemplo), y

D_{90}=34 mm (supuesto para este ejemplo)

Por consiguiente:

$$D = \frac{0{,}0021\,(4{,}0)}{0{,}19\left[\frac{0{,}03}{(34)^{1/6}}\right]^{3/2}} = \frac{0{,}0048}{0{,}000409} = 20mm$$

Y en el SI:

$$D = \frac{0{,}0021\,(1{,}22)}{0{,}058\,(0{,}00215)} = \frac{0{,}00256}{0{,}000125} = 20mm$$

(2) Componente de la velocidad de fondo [38]:

$V_b = 0{,}51\,D^{1/2}$ pies/s = $0{,}155\,D^{1/2}$ m/s (15)

donde:

V_b =componente velocidad de fondo = $0{,}7V_m$,

V_m = velocidad media, en pies por segundo (metros por segundo), y

D = diámetro, en milímetros

Por consiguiente:

D=3,84 V_b^2 (unidades inglesas)

= 41,6 V_b^2 (SI)

D = 3,84 (0,7 x 3,4)^2 = 22 mm

= [41,6 (07 x 104)^2 = 22 mm]

(3) Fuerza crítica tractiva [39]:

$$t.f. = \gamma_w d\,S \qquad (16)$$

donde:

$t.f.$= fuerza tractiva, en libras por pie cuadrado (gramos por metro cuadrado), y

γ_w = peso unitario (masa) de agua, 62,4 lb/ft^3 (1,0 t/m^3),

d = calado medio del agua, en pies (metros), y

S = pendiente del cauce

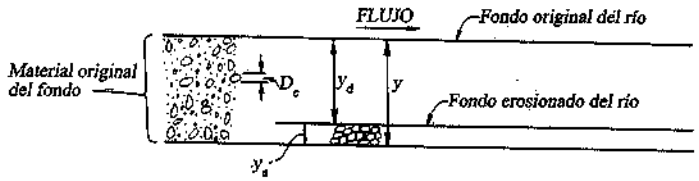
Por consiguiente:

$t.f.$= 62,4 x 4,0 x 0,0021 = 0,524 lb/ft^2 = [10^6 g/m^3 x 1,22 x 0,0021 = 2560 g/m^2]

De la figura A-20: D = 31 mm

(4) Diagrama de Shields [35, 37] para material > 1,0 milímetro y número de Reynolds R*>500

$$\frac{T_c}{(\gamma_s - \gamma_w)D} = 0{,}06 \qquad (17)$$



y = *Profundidad del fondo a la línea de armado*

y_d = *Profundidad de la erosión*

y_s = *Línea de armado*

D_c = *Diámetro del material de armado*

A_p = *Porcentaje del material original del fondo mayor que* D_c

Figura A-19- Definición de armado. 103-D-1820.

donde:

T_c = tensión cortante crítica = $\gamma_w dS$, en libras por pie cuadrado (toneladas métricas por metro cuadrado),

γ_s = peso unitario (masa) de la partícula = 165 lb/ft^3 (265 t/m^3),

γ_w = peso unitario (masa) de agua = 624 lb/ft^3 (1,0 t/m^3),

d = Calado medio del agua, en pies (metros),

S = pendiente, y

D = diámetro de partícula, en pies (metros)

Por consiguiente:

$$D = \frac{62{,}4\,(4{,}0)\,(0{,}0021)}{0{,}06\,(165 - 62{,}4)} = 0{,}0848\,ft = 26\,mm$$

$$D = \frac{1{,}0\,(1{,}22)\,(0{,}0021)}{0{,}06\,(1{,}65)} = 0{,}0259\,m = 26\,mm$$

(5) Yang [20] criterio del movimiento incipiente por cortante del número de velocidad de Reynolds R*>70:

$$\frac{Vcr}{w} = 2{,}05 \qquad (18)$$

donde:

V_{cr} = velocidad media crítica del agua para el movimiento incipiente, en pies (metros) por segundo, y

w = la velocidad de sedimentación, pies (metros) por segundo

Con Rubey se establece la velocidad [41] para materiales mayores de aproximadamente 2 milímetros de diámetro, la velocidad de sedimentación puede aproximarse por:

$w = 6{,}01\,D^{1/2}$ (unidades inglesas), y (19)

$w = 3{,}32\,D^{1/2}$ (unidades del SI)

Las ecuaciones (18) y (19) se pueden combinar para dar:

$D = 0{,}00659\,V_{cr}^2$, (unidades inglesas), y (20)

$D = 0{,}0216\,V_{cr}^2$, (unidades del SI)

Por consiguiente en el problema del ejemplo:

D = 0,00659 (3,4)^2 = 0,0762 pies = 23 mm

D = 0,216 (1,04)^2 = 0,0233 m = 23 mm

El resultado medio de los cinco métodos anteriores para el cálculo de acorazamiento es un tamaño de 24 milímetros que se adopta como un tamaño de armado representativo. De la ecuación (13), asumiendo tres capas de material no transportable para formar una

UDHCONECTA.COM

armadura y asumiendo 17 por ciento de material del lecho superior a los 24 milímetros (del análisis del tamaño de material del cauce), la profundidad de degradación es:

$$y_a = 3D = 3(24) = 72 \text{ mm} = 0{,}236 \text{ pies} = (0{,}072 \text{ m}),$$

$$Y_d = 0{,}236\left[\frac{I}{0{,}17} - I\right] = 1{,}15 \text{ pies}$$

$$Y_d = 0{,}072\left[\frac{I}{0{,}17} - I\right] = 0{,}35 \text{ m}$$

(c) *Método de la pendiente estable*- El método de cálculo de una pendiente estable se usa para definir la degradación aguas abajo de una presa cuando no hay ningún material lo bastante grande como para desarrollar una capa de armado. El método se usa cuando el propósito primario es calcular una profundidad de erosión inmediatamente aguas abajo de la presa, para el proyecto de la presa y protección río aguas abajo contra la erosión vertical del cauce. También se usa en las fases iniciales de la planificación con una cantidad limitada de datos de campo y cuando el coste de un estudio más detallado es prohibitivo. Las soluciones de calculo más detalladas [33] o (su predecesor) el método de calculadora de Lané [34] se usan cuando hay datos disponibles, para verificar el modelo matemático, cuando se puede esquematizar fácilmente el cauce hidráulico, y cuando los resultados de la degradación influyen en la morfología del cauce en 10 o más millas (16 km) aguas abajo de la presa.

El método de la pendiente estable se ilustra por el esquema de la figura A-21. La pendiente estable se define como la pendiente del arroyo con la que el material del fondo ya no se transportará. Como se muestra en la figura A-21, el método también se identifica como el método de las tres pendientes, debido a la variación de la pendiente esperada entre la pendiente estable y la pendiente existente más aguas abajo. Los cálculos de la pendiente estable se pueden realizar aplicando varios métodos como: (1) Schoklitsch [17] ecuación del transporte de fondo para las condiciones de arrastre de fondo nulo, (2) Meyer-Peter, Müller [15, 16] ecuación del arrastre de fondo para el inicio del transporte, (3) Shields [35, 37] diagrama para la condición de no movimiento, y (4) Lane [39] la relación de la fuerza cortante crítica asumiendo un caudal de agua claro en el cauce. El caudal usado en cualquiera de los métodos anteriores es la descarga máxima y se determina normalmente por el caudal de llenado del cauce o el caudal de pico de 2 años. Con la regulación del caudal del río por una presa aguas arriba, el problema es más complejo porque los datos de los caudales futuros normalmente no están disponibles. Si las descargas del embalse son bastante uniformes, y las descargas en avenidas son relativamente raras, puede usarse la media de la descarga diaria como la descarga máxima. Sin embargo, si los caudales están sujetos a una fluctuación importante debido a las avenidas, se considerará como caudal de diseño el caudal máximo que iguale o supere una vez al promedio de 2 años.

El próximo paso en los cálculos de la degradación por el método de la pendiente estable es determinar las propiedades hidráulicas medias del cauce para el caudal de diseño. Estos datos normalmente pueden obtenerse del estudio del cauce que se ha preparado para la presa. Las propiedades de todas las secciones transversales del cauce cuando circula el caudal de diseño se promedian para llegar a una sección transversal generalizada que será representativa de la degradación del tramo. La pendiente de la superficie de agua puede asumirse igual a la pendiente hidráulica.

El volumen de material que va a ser arrastrado por el método de la pendiente estable puede determinarse de varias maneras. De la figura A-21 puede expresarse por:

$$V_g = a_g B_d \qquad (21)$$

donde:

V_g = volumen de material erosionado, en pies cúbicos (metros cúbicos),

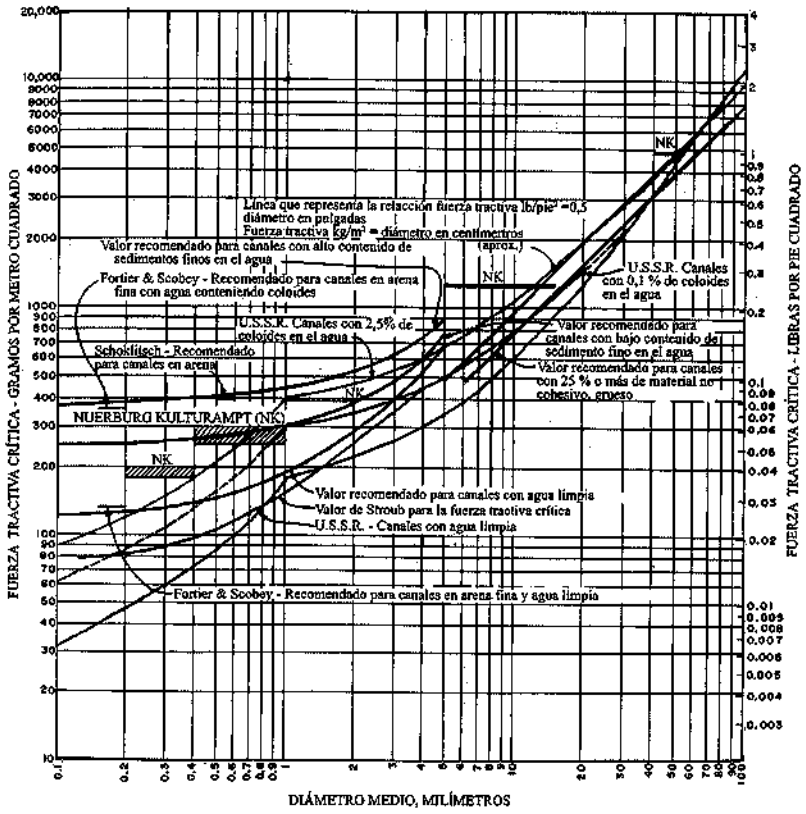


Figura A-20- Fuerza tractiva respecto al tamaño del sedimento transportable. 103-D-1821.

a_g = área longitudinal de la erosión, en pies cuadrados (metros cuadrados), y

B_d = anchura del cauce erosionado, en pies (metros)

Si no hay ningún elemento de control aguas abajo o ningún límite a la longitud (L_s) de la degradación, los dos métodos utilizados para calcular el volumen son (1) asumir que el río escogerá como carga de material grueso (>0,062 mm) la misma, que la porción de la carga histórica del sedimento mayor que 0,062 mm, y (2) calcular el caudal del cauce erosionado con una curva del ratio-sedimento, de la curva de caudal-duración. En el segundo caso, la curva del ratio-sedimento se definiría por el uso de una o más de las ecuaciones del transporte de fondo y la curva de duración del caudal de descargas previstas del embalse.

UDHCONECTA.COM

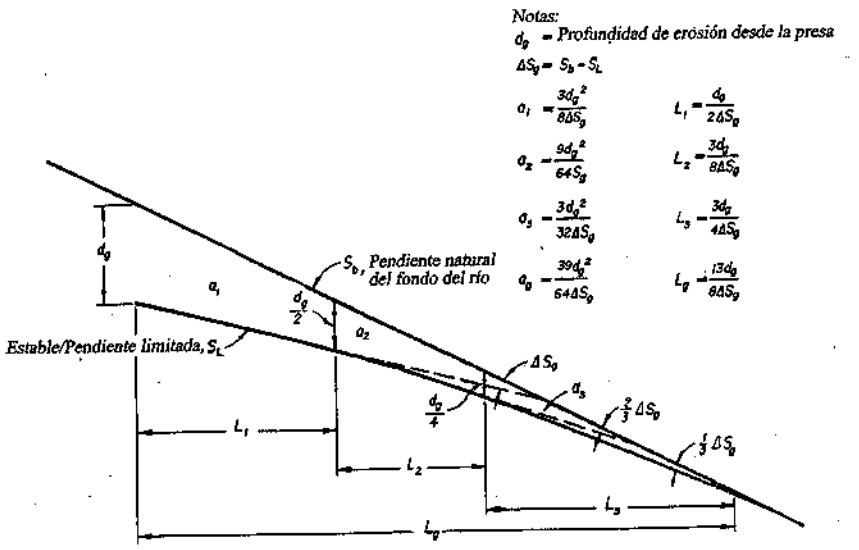


Figura A-21- Canal degradado por el método de la pendiente triple. 103-D-1822.

Reestructurando la ecuación (21) el área longitudinal puede calcularse:

$$a_g = \frac{V_g}{B_d} \qquad (22)$$

Una vez que se ha encontrado un valor para el a_g, la profundidad de erosión puede calcularse usando la ecuación siguiente:

$$d_g = \left[\frac{64 a_g \, \Delta S_g}{39}\right] \qquad (23)$$

donde:

ΔS_g = diferencia entre la pendiente existente y la pendiente estable.

Y la longitud del tramo erosionado puede calcularse por

$$L_g = \left[\frac{13 d_g}{8\Delta S_g}\right] \qquad (24)$$

Si se prevé que la erosión lateral será un factor de importancia, se necesita un estudio adicional para determinar la anchura del cauce erosionada. Debido a que parte del material puede proceder de las bancadas del cauce, la magnitud de la degradación vertical normalmente no será grande. Debe de sospecharse que hay movimiento lateral siempre que las bancadas estén formadas por el mismo material que el fondo del cauce y no hay suficiente vegetación para sostenerlas. Las referencias [35, 39, 41], se recomiendan como guías cuando se dan estas condiciones.

Si existe un punto permanente de control a lo largo del tramo degradado, la ecuación (24) puede usarse para hallar directamente la profundidad de degradación.

El método de las tres pendientes, o de la pendiente estable, para calcular la profundidad de la erosión aguas abajo de la presa y el perfil del cauce erosionado se basan en el cumplimiento de las siguientes suposiciones:

1. La degradación del tramo es lo suficientemente uniforme como para permitir el uso de una sección transversal y pendiente media a lo largo del tramo.

2. El cauce y el material de la bancada a lo largo del tramo, son lo suficientemente uniformes como para utilizar una distribución media y no existen barreras no erosionables en el cauce o en las bancadas que eviten al caudal alcanzar una sección y la pendiente estable medias.

3. La erosión será tal, que la componente vertical predomine sobre el movimiento horizontal, limitándose al amontonamiento del material resultante de la erosión vertical.

La ecuación de Meyer-Peter, Müller de inicio del transporte se ha usado en un problema de ejemplo para calcular la erosión por el método de la pendiente estable. Los cálculos utilizados en otros métodos más comunes para calcular la pendiente estable se describen en [34]. Se conocen los datos siguientes de un cauce de un río aguas abajo de una presa de derivación:

Caudal máximo = Q = 780 ft^3/s (22,1 m^3/s)

Anchura del cauce = B = 350 pies (107 m)

Profundidad media del cauce = d = 1,05 pies (0,32 m)

Pendiente existente en el cauce = S = 0,0014

Material de fondo $D_m = D_{50}$ = 0,3 milímetros

D_{90} = 0,96 milímetros

n de Manning del fondo del cauce, n_s =0,027

El estudio preliminar muestra que se depositarán 2160 acre-pies (2,66 x 10^6 m^3) de arena aguas arriba de la presa durante los 100 años de la vida económica de la estructura. Las investigaciones indican que un volumen igual de arena podría erosionarse del cauce aguas abajo.

El cálculo de la pendiente estable por la ecuación de Meyer-Peter, Müller de inicio del transporte es:

$$S_L = K \frac{\frac{Q}{Q_B}\left[\frac{n_s}{(D_{90})^{1/6}}\right]^{3/2}}{d} D \qquad (25)$$

donde:

S_L = Pendiente límite,

K = coeficiente igual a 0,19 (unidades inglesas) o 0,058 (unidades de SI),

Q/Q_B = Porcentaje del caudal total, en pies cúbicos (metros cúbicos) por segundo sobre el cauce del fondo, en pies cúbicos (metros cúbicos) por segundo. Normalmente definido como caudal de diseño, dónde Q/Q_B = 1 para cauces anchos. Ver la ecuación (10) para otras definiciones.

Por consiguiente:

$$S_L = 0{,}19 \frac{\left[\frac{0{,}027}{0{,}96^{1/6}}\right]^{3/2}}{1{,}05}(0{,}3) = 0{,}00024$$

$$S_L = \frac{0{,}058(0{,}00448)}{0{,}32}(0{,}3) = 0{,}00024$$

La diferencia entre la pendiente existente y la erosionada, ΔS_g, es 0,00116. El área de la erosión longitudinal según la ecuación (22) es:

$$a_g = \frac{43560(2160)}{350} = 269000\ pies^2$$

$$a_g = \frac{2{,}66x10^6}{107} = 24900\ m^2$$

El calado de erosión en la presa dada por la ecuación (23) es:

$$d_g = \left[\frac{64(269000)(0{,}00116)}{39}\right]^{1/2} = 22{,}6\ pies$$

$$d_g = \left[\frac{64(24900)(0{,}00116)}{39}\right]^{1/2} = 6{,}88\ m$$

Y la longitud de erosión del tramo según la ecuación (24) es:

$$L_g = \frac{13(22{,}6)}{8(0{,}00116)} = 31700\ pies$$

$$L_g = \frac{13(6{,}88)}{8(0{,}00116)} = 9640\ m$$

UDHCONECTA.COM

A.5. Bibliografía.

[1] Chow, Ven Te, editor-in-chief, Handbook of Applied Hydrology, McGraw-Hill, New York, NY, 1964

[2] Wischmeier, W H, and D D Smith, "Predicting Rainfall Erosion Losses from Cropland East of the Rocky Mountains," USDA, ARS, Agric Handbook 282, 1965

[3] "Factors Affecting Sediment Yield and Measures for the Reduction of Erosion and Sediment Yield," Pacific Southwest Interagency Committee, October 1968

[4] Blanton, J O, "Procedures for Monitoring Reservoir Sedimentation," Bureau of Reclamation, October 1982

[5] "Sediment Deposition in US Reservoirs, Summary of Data Reported Through 1975," Miscellaneous Publication No 1362, USDA, Agriculture Research Service, February 1978

[6] "A Study of Methods Used in Measurement and Analysis of Sediment Loads in Streams," Reports No 1 through 14 and A through W, Subcommittee on Sedimentation-Interagency Advisory Committee on Water Data, 1940 to 1981

[7] US Government Handbook, Chapter 3-"Sediment, National Handbook of Recommended Methods for Water-Data Acquisition," prepared cooperatively by agencies of the US Government, 1978

[8] Miller, C R, "Analysis of Flow-Duration, Sediment-Rating Curve Method of Computing Sediment Yield," Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1951

[9] Colby, B R, and C H Hembree, "Computations of Total Sediment Discharge, Niobrara River near Cody, Nebraska," USDI, Geological Survey Water Supply Paper No 1357, 1955

[10] "Step Method for Computing Total Sediment Load by the Modified Einstein Procedure," Bureau of Reclamation, Denver, CO, July 1955

[11] "Computation of 'Z's' for Use in the Modified Einstein Procedure," Bureau of Reclamation, Denver, CO, June 1966

[12] Einstein, Hans Albert, ,"The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows," USDA, SCS Technical Bulletin No 1026, September 1950

[13] Herbertson, John G, "A Critical Review of Conventional Bed-Load Formulae," Journal of Hydrology, vol VIII, No 1, May 1969

[14] Pemberton, E L, "Einstein's Bed-Load Function Applied to Channel Design and Degradation," Chapter 16, "Sedimentation," Symposium to honor Prof H A Einstein, H W Shen, editor, 1972

[15] Meyer-Peter, E, and R Muller, "Formulas for Bed-Load Transport," The Second Meeting of the International Association for Hydraulic Structure Research, June 1948

[16] Sheppard, John R, "Investigation of Meyer-Peter, Muller Bed-Load Formulas," Bureau of Reclamation, June 1960

[17] Shulits, Samuel, "The Schoklitsch Bed-Load Formula," Engineering, vol 139, 1935

[18] Ackers, P, and W R White, "Sediment Transport: New Approach and Analysis," Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol 99, No HY 11, November 1973

[19] Engelund, F, and E Hanson, "A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams," Teknisk Forlag, Denmark, 1972

[20] Yang, C T, "Incipient Motion and Sediment Transport," ASCE, vol 99, No HY 10, October 1973

[21] Emmett, W W, "A Field Calibration of the Sediment-Trapping Characteristics of the Helley-Smith Bed-Load Sampler," USGS Prof paper No 1139, 1980

[22] Brune, Gunnar M, "Trap Efficiency of Reservoirs," Transactions of American Geophysical Union, vol 34, No 3, June 1953

[23] Churchill, M A, Discussion of "Analysis and Use of Reservoir Sedimentation Data," by L C Gottschalk, pp 139-140, Proceedings of Federal Interagency Sedimentation Conference, Denver, CO, January 1948

[24] Murphy, B N, "Life of Reservoir," Technical Report No 19, Central Board of Irrigation and Power, New Delhi, reprinted September 1980

[25] Lara, J M, and H I Sanders, "The 1963-64 Lake Mead Survey," Bureau of Reclamation, 1970

[26] Lara, J M, and B L Pemberton, "Initial Unit Weight of Deposited Sediments," Proceedings of Federal Interagency Sedimentation Conference, 1963, Miscellaneous Publication No 970, pp 818-845, USDA, Agriculture Research Service, June 1965

[27] Lane, E W, and V A Koelzer, "Density of Sediments Deposited in Reservoirs," A Study of Methods Used in Measurement and Analysis of Sediment Loads in Streams, Report No 9, Interagency Committee on Water Resources, 1943

[28] Miller, Carl R, "Determination of the Unit Weight of Sediment for Use in Sediment Volume Computations," Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1953

[29] Borland, W M, and C R Miller, "Distribution of Sediment in Large Reservoirs," Transactions, ASCE, vol 125, 1960

[30] Lara, J M, "Revision of the Procedure to Compute Sediment Distribution in Large Reservoirs," Bureau of Reclamation, May 1962

[31] Hudspeth, C L, and J W Trietsch, "User's Manual-SWEI, Computer Program for Sediment Distribution," unpublished report by Bureau of Reclamation, SW Region, Amarillo, TX, January 1978

[32] Lane, E W, "The Importance of Fluvial Morphology in Hydraulic Engineering," Proceedings of ASCE Hydraulic Division, vol 81, July 1955

[33] US Army Corps of Engineers, "Scour and Deposition on Rivers and Reservoirs-HEC-6," User's Manual for a Generalized Computer Program, Exhibit 3, 1977

[34] Lane, E W, "An Estimate of the Magnitude of the Degradation which Will Result in the Middle Rio Grande Channel from the Construction of the Proposed Sediment Storage Basins and Contraction Works," Bureau of Reclamation, Hyd 290, 1948

[35] Pemberton, E L and J M Lara, "Guide for Computing Degradation," Bureau of Reclamation, Denver, CO, December 1982

[36] Pemberton, E L, "Channel Changes in the Colorado River Below Glen Canyon Dam," Proceedings of the Third Federal Interagency Sedimentation Conference, 1976

[37] "Sedimentation Engineering," American Society of Civil Engineering Manual No 54, V A Vanoni, editor, 1975

[38] Mavis, F T, and L M Laushey, "A Reappraisal of the Beginning of Bed-Movement-Competent Velocity," International Association for Hydraulic Research, Second Meeting, Stockholm, June 1948

[39] "Progress Report on Results of Studies on Design of Stable Channels," Bureau of Reclamation, Hydraulic Laboratory Report Hyd 352, Denver, CO, June 1952

[40] Rubey, W W, "Settling Velocities of Gravel, Sand, and Silt Particles", American Journal of Science, 1933

[41] "Stable Channel Profiles," Bureau of Reclamation, Hydraulic Laboratory Report No Hyd 325, Denver, CO, September 1951

UDHCONECTA.COM

Apéndice B.
Cálculos Hidráulicos

A. FÓRMULAS HIDRÁULICAS

B.1. Lista de Símbolos y Factores de Conversión.

La lista siguiente incluye la notación utilizada en las fórmulas hidráulicas de los capítulos 9 y 10 así como en este apéndice. Se han omitido las notaciones matemáticas habituales y los símbolos que tienen aplicación limitada.

Símbolos	*Descripción*
A, a	Área en general; área de una superficie; área de la sección transversal de un cauce abierto; sección transversal de un conducto cerrado.
a_g	Superficie total de una rejilla.
a_n	Superficie neta de la rejilla
B	Anchura de la garganta del sifón
B	Anchura de solera de un cauce
C	En general coeficiente; coeficiente de descarga.
C_d	Coeficiente de descarga a través de un orificio
C_f	Coeficiente de descarga de un vertedero de perfil ajustado a la lámina vertiente y con el paramento de aguas arriba en el talud.
C_o	Coeficiente de descarga para un vertedero de perfil estricto diseñado para una carga H_o
C_r	Coeficiente de descarga para un vertedero parcialmente sumergido.
D	Diámetro; diámetro de un conducto; altura de un conducto rectangular o una galería; altura de un orificio rectangular.
$\overline{D}$	"Número de caída" parámetro que define las dimensiones de un aliviadero vertical de caída libre $\overline{D} = \dfrac{q^2}{gY^3}$
D	Calado del flujo en un cauce abierto; altura de un orificio o abertura de una compuerta.
d_c	Calado crítico.
d_f	Calado en el cuenco debajo de la lámina en caída libre.
d_H	Calado régimen lento (subcrítico), conjugado de d_L
d_i	Altura un resalto hidráulico (diferencia entre los calados conjugados).
d_L	Calado para régimen rápido (supercrítico), conjugado de d_H
d_m	Calado medio.
d_{mc}	Calado crítico medio.
d_n	Profundidad de la corriente medida perpendicular al fondo del canal.
d_s	Calado aguas abajo en un colchón sumergido
d_t	Calado del flujo aguas abajo en una rápida.
E	Energía.
E_m	Energía de una partícula de masa.
F	Número de Froude; parámetro que define el tipo de régimen de un cauce, $F = \dfrac{v}{\sqrt{g\,d}}$
F_t	Número de Froude, aguas abajo, en una rápida.
f	Coeficiente de fricción en la fórmula de Darcy-Weisbach, $h_f = \dfrac{f\,L}{D}\dfrac{v^2}{2g}$
G	Bajada de la superficie del agua en un tramo de un cauce natural.
g	Aceleración de la fuerza de gravedad.
H	Carga sobre coronación; carga sobre el centro de un desagüe en orificio; carga sobre la solera de la entrada de un conducto; diferencia de altura en una compuerta (entre el nivel de aguas arriba y aguas abajo).
H_t	Carga total sobre un plano de referencia en un cauce.
H_{AT}	Presión atmosférica mínima probable en el sitio considerado.
H_a	Carga sobre una sección en la transición del punto de toma de un aliviadero en pozo.
H_1	Carga medida hasta el fondo de un desagüe de orificio.

UDHCONECTA.COM

Símbolos	*Descripción*
H_2	Carga medida desde la parte superior del orificio.
H	Altura en general; altura de los lados de impacto; altura del umbral final.
h_a	Altura de la velocidad de aproximación.
h_b	Pérdida de carga debida a la curvatura.
h_c	Pérdida de carga debida a la contracción.
H_D	Diferencia de carga entre la superficie del embalse y un punto del cauce de aguas abajo.
h_d	Diferencia del nivel del embalse al nivel de la superficie del agua en el cauce aguas abajo.
H_E	Altura de energía específica.
H_{Ec}	Altura de la energía específica para el calado crítico.
H_e	Altura total de energía sobre coronación, incluyendo la debida a la velocidad de aproximación.
h_e	Pérdida de carga producida en la entrada.
h_{ex}	Pérdida de carga producida en la expansión.
h_f	Pérdida de carga debida a la fricción.
Δh_f	Incremento de la pérdida de carga debida a la fricción.
h_g	Pérdida de carga debida a compuertas o a válvulas.
h_L	Pérdida total debidas a todas las cusas.
$\sum h_{Lm}$	Suma de las pérdidas de carga aguas arriba de una sección
Δh_L	Incremento de la pérdida de carga debida a todas las causas.
$\sum(\Delta h_L)$	Suma de los incrementos de las pérdidas debidas a todas las causas.
H_o	Carga de diseño sobre coronación.
h_o	Altura medida desde la coronación hasta la superficie de agua del embalse, situada aguas arriba (sin incluir la carga debida a la velocidad de aproximación). Perfil diseñado para la carga H_o.
h_r	Disminución de la carga de presión debida a la contracción en el orificio de entrada.
H_s	Carga total sobre un vertedero en pared delgada.
h_s	Carga sobre un vertedero en pared delgada, no incluyendo la producida por la velocidad de aproximación.
h_S	Altura de cebado en un aliviadero de sifón.
h_{St}	Altura de presión subatmosférica.
H_T	Altura total entre el nivel de la superficie del embalse y el nivel de aguas abajo o el centro del desagüe en un tubo de descarga libre.
h_t	Pérdida de carga debida a una rejilla.
h_v	Carga de velocidad; pérdida de carga debida a la salida.
h_{vc}	Carga cinética para la velocidad crítica.
h_{vS}	Carga cinética; en la garganta de un aliviadero en sifón.
h_{vt}	Carga cinética para el nivel de aguas abajo.
K	Constante en diversas ecuaciones; un coeficiente.
k	Una constante.
K_a	Coeficiente de contracción de los estribos.
K_b	Coeficiente de pérdidas en curvas.
K_c	Coeficiente de pérdidas por contracción.
K_d	Factor de capacidad utilizado en la fórmula de Manning, $K_d = \frac{ar^{2/3}}{n}$
K_e	Coeficiente de pérdidas en entrada.
K_{ex}	Coeficiente de pérdidas por expansión.
K_g	Coeficiente de pérdidas en compuertas o válvulas.
K_L	Coeficiente total de pérdidas.
K_p	Coeficiente de contracción en pilares.
K_r	Coeficiente de reducción de presión debida a la contracción, a la entrada de un orificio.
K_t	Coeficiente de pérdidas en rejillas.
K_v	Coeficiente de pérdida en la carga de velocidad.
L	Longitud; longitud de un cauce o una tubería; longitud efectiva de coronación; longitud de un resalto hidráulico; longitud del cuenco amortiguador; longitud de una transición.
ΔL	Incremento de longitud; incremento en la longitud de un cauce.
L_I, L_{II} ,L_{III}	Longitudes del cuenco en distintos tipos de amortiguadores.
L'	Longitud neta de una coronación.
L_B	Longitud de un cuenco para un aliviadero vertical de caída libre; longitud del cuenco en un disipador de rejilla.
L_d	Distancia desde la pared vertical de un vertedero en caída libre hasta el punto donde se inicia el resalto hidráulico.
L_G	Longitud en un disipador de rejilla.
L_m	Longitud de un tramo de meandros en un cauce natural.
L_p	Distancia desde la pared vertical en un vertedero de caída libre hasta el punto de choque de la lámina vertiente sobre el cuenco.

Símbolos	*Descripción*
L_s	Longitud de un tramo recto en un cauce natural.
M	Cantidad de movimiento.
M_d	Cantidad de movimiento de la sección de aguas abajo.
M_u	Cantidad de movimiento de la sección de aguas arriba.
ΔM	Variación de la cantidad de movimiento en secciones sucesivas.
M	Masa.
N	Número de pilas en el aliviadero de superficie; número de barras en un disipador de rejilla.
N	Constante exponencial usada en la ecuación de definición del perfil de un vertedero; coeficiente de rugosidad de la ecuación de Manning.
P	Altura sobre el fondo de aguas arriba en un vertedero; presión hidrostática prismática de agua sobre una sección.
P	Unidad de intensidad de presión; unidad de presión dinámica sobre la solera del aliviadero; perímetro mojado de un canal o de la sección de un conducto.
Q	Caudal; ratio del volumen de flujo.
ΔQ	Incremento del caudal.
Q	Caudal unitario.
Q_c	Caudal crítico.
q_c	Caudal crítico por unidad de ancho.
Q_i	Caudal medio de entrada.
Q_o	Caudal medio de salida.
R	Radio; radio de una sección transversal; radio del perfil de coronación; radio de curvatura vertical en el perfil de la solera en un canal o en un trampolín.
R	Radio hidráulico; radio de los salientes redondeados de un estribo.
R_b	Radio de una curva en un canal o en un tubo.
R_e	Radio de curvatura en la coronación de la garganta de un sifón.
R_v	Radio de curvatura en el vértice de la entrada de un sifón. Radio de un vertedero circular en pared delgada.
S	Volumen de embalse.
ΔS	Incremento de volumen de embalse.
S	Pendiente de energía en la ecuación de Manning; distancia.
s_b	Pendiente de la solera en el perfil longitudinal de un canal.
s_{ws}	Pendiente de la superficie del agua.
T	Calado de aguas abajo; anchura en la coronación de la sección transversal de un canal.
T_{max}	Límite máximo del nivel de aguas abajo.
T_{min}	Límite mínimo del nivel de aguas abajo.
t	Tiempo.
Δt	Incremento de tiempo.
T_s	Calado aguas abajo del cuenco amortiguador.
$T.W.$	Aguas abajo; calado de aguas abajo.
U	Parámetro que definine el régimen de corriente para un conducto cerrado, $U = \frac{v}{\sqrt{gD}}$
v	Velocidad.
Δv	Incremento de velocidad.
v_a	Velocidad de aproximación.
v_c	Velocidad crítica.
v_S	Velocidad en la coronación de la entrada de un sifón.
v_t	Velocidad en una rápida; velocidad aguas abajo.
W	Peso; anchura del cuenco del aliviadero.
w	Peso específico del agua; anchura de la entrada de un conducto; anchura entre barras en una rejilla; anchura de una rápida y de los dados de impacto en el cuenco amortiguador.
x	Coordenada para definir el perfil de coronación; coordenada para definir el perfil de un canal; coordenada para definir la entrada de un conducto.
Δx	Incremento de longitud.
x_c	Distancia en horizontal desde el punto de cambio de pendiente del paramento de aguas arriba de un vertedero, hasta el vértice de la coronación.
x_s	Distancia en horizontal desde el paramento vertical de aguas arriba de un vertedero circular en pared delgada, hasta el vértice de la lámina inferior de la lámina de desagüe.
Y	Distancia en vertical medida desde la coronación hasta la solera del cuenco, en un aliviadero vertical de caída libre.
y	Coordenada para definir el perfil de la coronación; coordenada para definir el perfil de un canal y coordenada para definir la entrada de un conducto.

UDHCONECTA.COM

Símbolos	*Descripción*
$\bar{y}$	Distancia desde el nivel del agua al centro de gravedad de la sección transversal de un prisma de agua.
Δy	Diferencia entre las cotas de dos secciones sucesivas de la línea de agua de un canal lateral.
y_c	Distancia vertical desde un punto de cambio de pendiente en el paramento de aguas arriba de un vertedero hasta el vértice de la coronación.
y_s	Distancia en vertical desde la coronación de un vertedero circular en pared delgada hasta el vértice de la superficie inferior de la lámina de desagüe.
Z	Cota desde el plano de referencia.
ΔZ	Diferencia de cota de la solera entre dos secciones sucesivas de un cauce abierto.
z	Relación entre la horizontal y la vertical de los lados de la sección transversal de un canal.
α	Un coeficiente; variación angular de la pared lateral con respecto al eje de una estructura.
θ	Ángulo con realción a la horizontal; ángulo con respecto a la vertical de la posición de un orificio; ángulo con respecto a la horizontal del borde de un trampolín.

La tabla B-1 incluye los factores de conversión de las unidades de uso más frecuente en el proyecto de pequeñas presas para pasar desde un sistema de unidades a otro. También incluye algunas fórmulas básicas de conversión como las que convierten el caudal para un tiempo dado, en volumen.

B.2. Flujo en Cauces Abiertos.

(a) *Energía y Altura de Carga.*-Si se asume que las líneas de corriente para el movimiento en un canal son paralelas y que las velocidades en todos los puntos de una sección transversal son iguales a la velocidad media v, la energía que tiene el agua se compone de dos partes: energía cinética y energía potencial. Refiriéndose a la figura B-1, si W es el peso de una masa m, la masa posee Wh_2 kilográmetros de energía con respecto al plano de referencia. También tiene una energía Wh_1 kilográmetros debido a la presión ejercida por el agua que está situada por encima. Por lo tanto, la energía potencial de la masa m será igual a $W(h_1 + h_2)$.

Este valor es el mismo para cada partícula de masa en una sección transversal. Considerando velocidad uniforme, la energía cinética de m es $W\left(\frac{v^2}{2g}\right)$. Por ello, la energía total de las partículas es:

$$E_m = W\left(h_1 + h_2 + \frac{v^2}{2g}\right) \quad (1)$$

Aplicando la relación anterior al caudal total Q de la sección con el peso unitario del agua w,

$$E = Qw\left(d + Z + \frac{v^2}{2g}\right) \quad (2)$$

donde E es la energía total por segundo en la sección transversal.

La parte de la ecuación (2) entre paréntesis, se denomina carga total, y se escribe:

$$H_A = d + Z + \frac{v^2}{2g} \quad (3)$$

La ecuación (3) se denomina ecuación de Bernoulli.

La energía en la sección transversal referida a la solera del canal, se denomina energía específica. La carga correspondiente se denomina carga de la energía específica y se expresa como:

$$H_E = d + \frac{v^2}{2g} \quad (4)$$

Donde $Q = a\,v$, la ecuación (4) se expresa:

$$H_E = d + \frac{Q^2}{2ga^2} \quad (5)$$

Para una canal de sección trapecial, en el que b es la anchura del fondo y z define los taludes laterales, si se expresa q como Q/b y el área como $d(b + z\,d)$, la ecuación (5) es:

$$H_E = d + \frac{q^2}{2gd^2\left(1 + \frac{zd}{b}\right)^2} \quad (6)$$

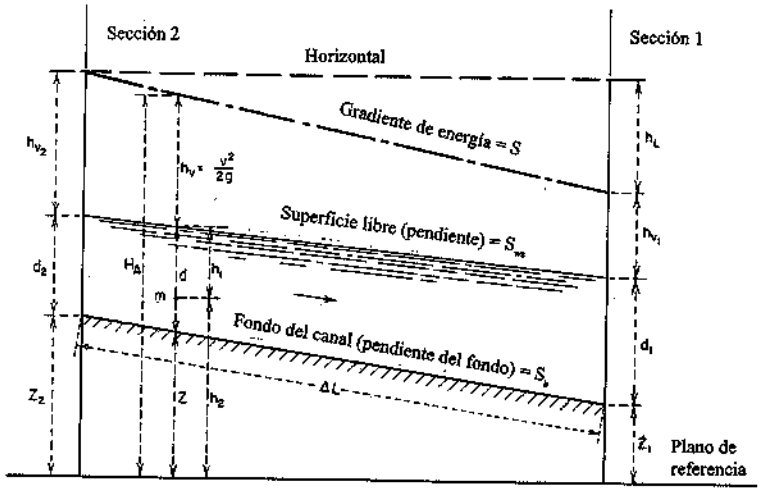


Figura B-1.-Características del flujo en cauces abiertos. 288-D-2550.

Tabla B-1.-Factores de conversión y fórmulas

[Para convertir las unidades de la columna 1 a las de la columna 4, se multiplica la columna 1 por la 2.
Para convertir las unidades de la columna 4 a las de la columna 1, se multiplica la columna 4 por la 3.]

FACTORES DE CONVERSIÓN			
Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4
LONGITUD			
Pulgadas	2,54 0,0254	0,3937 39,37	cm. m.
Pies	0,3948	3,2808	m.
Millas	1,609	0,621	Km.
SUPERFICIE			
Pulgadas^2	6,4516	0,1550	cm^2
M^2	10,764	,0929	Pie^2
Millas^2	27,8784×10^6 640,0 30,976×10^5 2,59	0,3587×10^{-7} ,15625×10^{-2} ,3228×10^{-6} ,386	Pie^2 Acres(1 sec) Yarda^2 Km^2
Acre	43.560,0 4.046,9 4.840,0	0,22957×10^{-4} ,2471×10^{-3} ,2066×10^{-3}	Pie^2 M^2 Yarda^2

FACTORES DE CONVERSIÓN			
Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4
VOLUMEN			
Pie^3	1.728,0 7,4805 6,2321	0,5787×10^{-3} ,13368 ,16046	Pulgada^3 Galón Galón imp.
M^3	35,3145 1,3079	0,028317 ,76456	Pie^3 Yarda^3
Galón	231,0 3,7854	0,4329×10^{-2} ,26417	Pulgada^3 Litros
Millón de galones	133.681,0 3,0689	0,74805×10^{-5} ,32585	Pie^3 Acre-pie
Galón imp.	1,2003	0,83311	Galón
Acre-pulgada	3.630,0	,27548×10^{-3}	Pie^3
Acre-pie	1.233,5 43.560,0	0,81071×10^{-3} ,22957×10^{-4}	M^3 Pie^3
Pulgada sobre 1 milla^2	232,32×10^4 53,33	0,43044×10^{-6} ,01875	Pie^3 Acre-pie

UDHCONECTA.COM

FACTORES DE CONVERSIÓN			
Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4
Pie sobre 1 milla^2	278,784×10^3	0,3587×10^{-7}	Pie^3
	640,0	,15625×10^{-2}	Acre-pie
VELOCIDAD Y PENDIENTE			
Millas/hora	1,4667	0,68182	Pies/s
M/s	3,2808	,3048	Pies/s
	2,2369	,44704	Millas/hora
Caída en pies/milla	189,39×10^{-6}	5,28×10^3	Caída/pies
CAUDAL			
Pie^3/s (segundo-pie)	60,0	0,016667	Pie^3/min.
	86.400,0	,11574×10^{-4}	Pie^3/día
	31,536×10^6	,31709×10^{-7}	Pie^3/año
	448,83	,2228×10^{-2}	Galón/min.
	646.317,0	,15472×10^{-5}	Galón/día
	1,98347	,50417	Acre-pie/día
	723,98	,13813×10^{-2}	Acre-pie/365 días
	725,78	,13778×10^{-2}	Acre-pie/366 días
	55,54	,018005	Acre-pie/28 días
	57,52	,017385	Acre-pie/29 días
	59,50	,016806	Acre-pie/30 días
	61,49	,016262	Acre-pie/31 días
	50,0	,020	Pulgada minera en Idaho, Kans., Nebr. N. Mex., N. Dak., S. Dak. y UTA.
	40,0	,025	Pulgada minera en Ariz., Calif., Mont., Nev. y Oreg.
	38,4	,026042	Pulgada minera en Colorado
	35,7	,028011	Pulgada minera en Columbia británica
	0,028317	35,31	M^3/s
	1,699	,5886	M^3/min.
	0,99173	1,0083	Acre pulgada/hora
Pie^3/mín.	7,4805	0,13368	Galón/min.
	10.772,0	,92834×10^{-4}	Galón/día
10^6 Galón/día	1,5472	0,64632	Pies^3/s
	694,44	,1440×10^{-2}	Galón/mín.
	3,0689	,32585	Acre-pie/día
Pulgada de profundidad/h	645,33	0,15496×10^{-2}	Pie^3/milla^2/s

FACTORES DE CONVERSIÓN			
Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4
Pulgada de profundidad/día	26,889	0,03719	Pie^3/milla^2/s
	53,33	,01878	Acre-pie/milla^2
Pie^3/milla^2/s	1,0413	0,96032	Pulgada de profundiad/28 d
	1,0785	,92720	Pulgada de profundiad/29 d
	1,1157	,89630	Pulgada de profundiad/30 d
	1,1529	,86738	Pulgada de profundiad/31 d
	13,574	,073668	Pulgada de profundiad/365 días
	13,612	,073467	Pulgada de profundiad/366 días
Acre-pie/día	226,24	0,442×10^{-2}	Galón/min.
	20,17	,0496	Pulgada minera en California
	19,36	,0517	Pulgada minera en Colorado
Galón/s	5,347	0,187	Pulgada minera en California
	5,128	,195	Pulgada minera en Colorado
PERMEABILIDAD			
(Galón/día a través de 1 Pie^2 con gradiente unidad)	48,8	0,02049	Bureau of Reclamation (Pie^3/año a través de 1 Pie^2 con gradiente unidad)
POTENCIA Y ENERGÍA			
Caballo de vapor	555,0	0,18182×10^{-2}	Libra-pie/s
	0,746	1,3405	Kw
	6.535,	0,15303×10^{-3}	Kw hora/año
	42,4	,0236	B.t.u./min.
	1,0	1,0	Pie/s cayendo desde 8,8 pies
Caballo de vapor/hora	0,746	1,3405	Kw/hora
	198,0×10^4	0,505×10^{-6}	Pie/Libra
	2.545,0	,393×10^{-3}	B.t.u.
Kw	8.760,0	0,11416×10^{-3}	Kw/hora/año
	737,56	,1354×10^{-2}	Pies/Libra/s
	11,8	,0846	S/Pie cayendo desde 1 Pie
	3.412,0	,29308×10^{-3}	B.t.u./hora

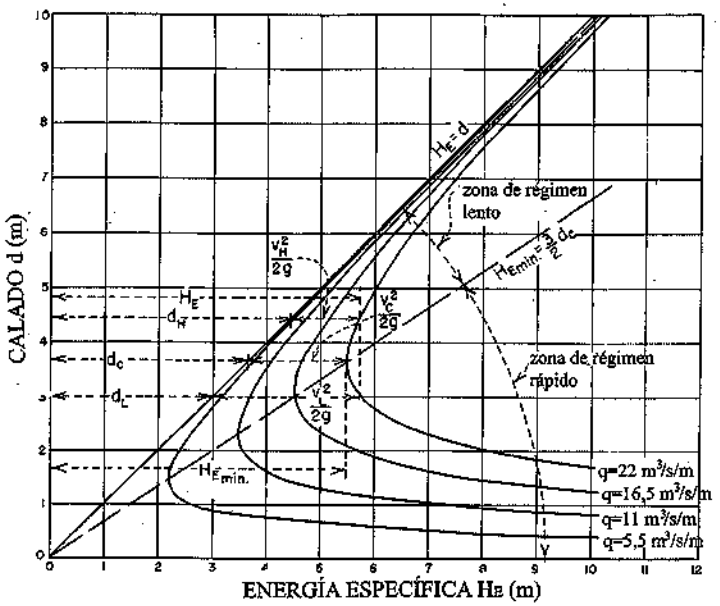
FACTORES DE CONVERSIÓN			
Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4
Kw/hora	0,975	1,025	Acre/Pie cayendo desde 1 Pie
B.t.u.	778,0	0,1285×10^{-2}	Pie/Libra
	0,1×10^{-3} a ,834×10^{-4}	10.000 a 12.000	Libra de carbón
PRESIÓN			
Pie de agua a la máxima densidad	62,425	0,01602	Libra/pie^2
	0,4335	2,3087	Libra/pulgada^2
	,0295	33,93	Atm.
	,8826	1,133	Pulgada de mercurio a 30° F
	773,3	0,1293×10^{-2}	Pie de aire a 32° F y 1 atmósfera de presión
Pie de agua de mar	1,026	0,9746	Pie de agua destilada
Atmósfera al nivel del mar y 32° F	14,697	,06804	Libra/pulgada^2
Milibar	295,299×10^{-4}	33,863	Pulgada de mercurio
	75,008×10^{-2}	1,3331	Mm de mercurio
Atm.	29,92	33,48×10^{-3}	Pulgada de mercurio
PESO			
P.p.m.	0,00136	735,29	Toneladas/acre-pie
	,0584	17,123	Grano/galón
	8,345	0,1198	Libra/10^6 galones
Libra	7,0×10^3	0,14286×10^{-2}	Grano
Gramo	15,432	,064799	Grano
Kg	2,2046	,45359	Libra
Libra de agua a 39,1° F	27,6812	0,03612	Pulgadas^3
	0,11983	8,345	Galones
	,09983	10,016	Galón imperial
	,453617	2,204	Litros
	0,01602	62,425	Pie^3 de agua destilada
	,01560	64,048	Pie^3 de agua de mar
Libra de agua a 62° F	0,01604	62,355	Pie^3 de agua destilada
	,01563	63,976	Pie^2 de agua de mar

FÓRMULAS
VOLUMEN
Profundidad media en pulgadas o acre-pulgada por acre
$= \frac{(pie^3/seg)(hora)}{(acres)}$
$= \frac{(galón/minuto)(hora)}{(450\ acres)}$
$= \frac{(pulgada\ minera)(hora)}{(40^*)(acres)}$
*Donde 1 pulgada minera = 1/40 pies-segundo
Úsese 50 cuando 1 pulgada minera = 1/50 pies-segundo
Conversión de pulgadas de profundidad sobre un área a pie - segundo
$pie-seg = \frac{(645)(millas)^2(pulgadas\ sobre\ el\ área)}{(tiempo\ en\ horas)}$
POTENCIA Y ENERGÍA
$caballo\ de\ vapor = \frac{(pie-seg)(altura\ en\ pies)}{8,8}$
$= \frac{(pie-seg)(presión\ en\ libras/pulgada^2)}{3,8}$
$= \frac{(galón/min)(altura\ en\ pies)}{3.960}$
$= \frac{(galón/min)(presión\ en\ libras/pulgada^2)}{1.714}$
$b.hp. = \frac{hp\ de\ agua}{rendimiento\ de\ la\ bomba}$
$Kw\ hora/1000\ galones\ bombeados/hora = \frac{(altura\ en\ pies)(0,00315)}{(rendimiento\ de\ la\ bomba)(rendimiento\ del\ motor)}$
Kw-hr = (rendimiento de la central) (1,025) (altura en pies) (agua en acres-pies)
$Factor\ de\ carga = \frac{(Kw-hora\ en\ un\ tiempo\ t)}{(Kw\ en\ punta\ de\ carga)(t\ en\ horas)}$
SEDIMENTACIÓN
$Toneladas/acre-pies = \frac{(peso\ específico)}{pies^3}(21,78)$
Toneladas/día=(pie^3/seg) (p.p.m.) (0,0027)
TEMPERATURA
° C = 5/9 (° F –32°) | ° F = 9/5 ° C + 32 °

UDHCONECTA.COM

La ecuación (5) está representada en forma de diagrama en la figura B-2 para indicar, en el canal, la relación entre el caudal, la energía específica y el calado. El diagrama se ha dibujado para diversos valores de caudales unitarios en un canal rectangular.

En el diagrama, puede verse que hay dos valores de d, d_H y d_L, para cada valor de H_E, salvo en el punto en que H_E es mínimo, donde solamente existe un valor. El calado correspondiente a la energía mínima H_{Emin} se denomina calado crítico y los calados para los otros valores de H_E se llaman calados conjugados. Los calados que están por encima de la línea discontinua, lugar geométrico de los calados críticos, corresponden al régimen lento y se denominan calados subcríticos, mientras que los que están por debajo corresponden al régimen rápido y se denominan calados supercríticos.



$$H_E = d + \frac{V^2}{2g} = d + \frac{q^2}{2gd^2}$$ donde q=caudal por unidad de ancho

$$d_c = \left(\frac{q_c}{\sqrt{g}}\right)^{\frac{2}{3}} = \frac{2}{3} H_{E_{min.}}$$ donde d_c=calado crítico

q_c=caudal crítico por unidad de ancho

H_{Emin}=energía específica mínima

Figura B-2.-Calados y energía específica en un cauce abierto de sección rectangular. 288-D-2551.

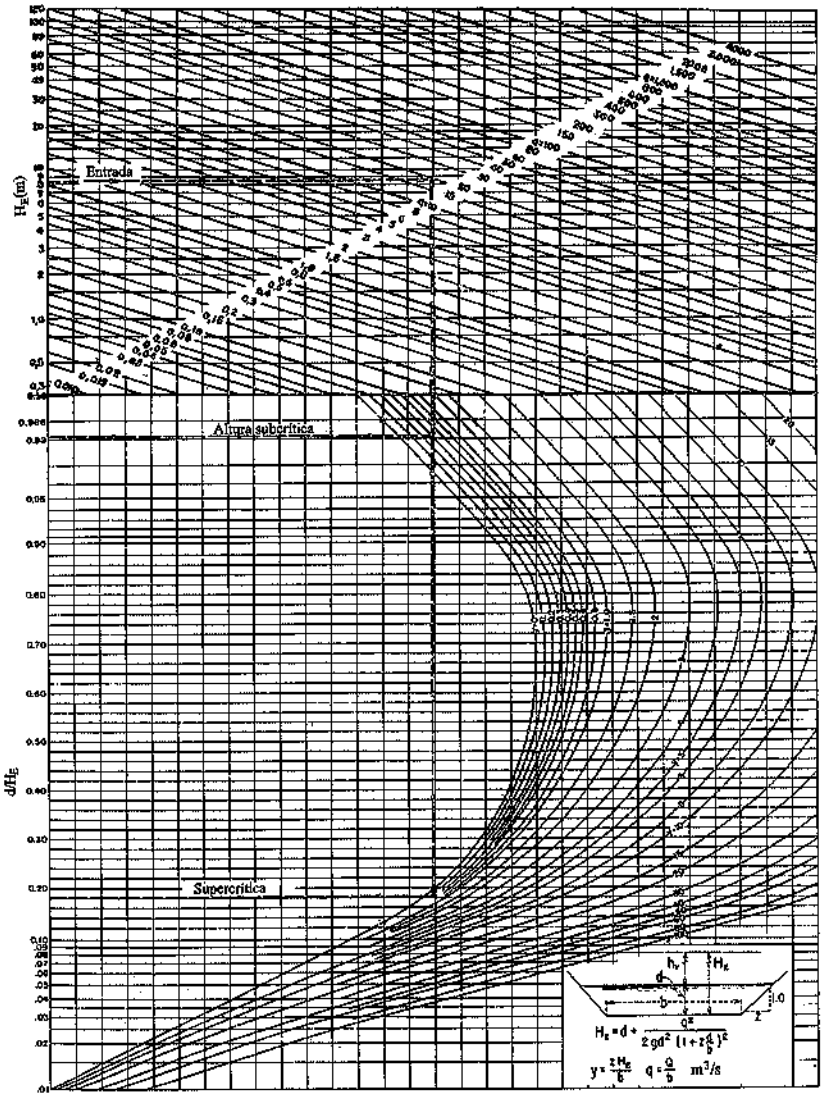


Figura B-3.-Curvas energía-calado para caudales rectangulares y trapeciales. 288-D-2907.

UDHCONECTA.COM

La figura B-3 representa las relaciones entre d y H_E según la ecuación (6), para distintos valores de q y diversos taludes laterales z. Las curvas pueden usarse para determinar rápidamente los calados conjugados en un cauce abierto de un aliviadero.

b) *Régimen crítico.*-El término régimen crítico se utiliza para definir las características del flujo que se producen en un cauce cuando existen ciertas relaciones entre la energía específica y el caudal y entre la energía específica y el calado. Según se indicó en la sección B-2 a) y se muestra en la figura B-2, los términos del régimen crítico pueden definirse de la siguiente forma.

1) *Caudal crítico.*-Es el caudal máximo para una energía específica dada, o el caudal que se producirá cuando la energía específica sea mínima.

2) *Calado crítico.*-Es el calado de una corriente en la que el caudal es máximo para una energía específica dada, o el calado con el que se produce un caudal dado con la energía específica mínima.

3) *Velocidad crítica.*-La velocidad media cuando el caudal es crítico.

4) *Pendiente crítica.*-Es la pendiente que se producirá (de forma sostenida) con un caudal dado y un calado crítico uniforme en un cauce dado.

5) *Régimen lento.*-Es aquél en el que los calados son mayores que el crítico y las velocidades menores que la crítica.

6) *Régimen rápido.*-Es aquél en el que los calados son menores que el crítico y las velocidades mayores que la crítica.

Existe mas información de la teoría del régimen crítico, en relación con la energía específica, en la mayor parte de los libros de hidráulica [1, 2, 3, 4][15]. La relación entre la sección transversal y el caudal, que debe existir para que el régimen crítico se produzca es:

$$\frac{Q^2}{g}=\frac{a^3}{T} \qquad (7)$$

donde:

a = al área de la sección transversal, y

T = anchura del cauce al nivel del agua.

Puesto que $Q^2 = a^2v^2$, la ecuación (7) puede escribirse de la forma siguiente:

$$\frac{v_c^2}{2g}=\frac{a}{2T} \qquad (8)$$

También, puesto que $a = d_mT$, donde d_m es la profundidad media de la corriente en la sección, y $\frac{v_c^2}{2g}=h_{v_c}$, la ecuación (8) puede escribirse:

$$h_{v_c}=\frac{d_{m_c}}{2} \qquad (9)$$

La ecuación (4) puede escribirse en la forma:

$$H_E=d_c+\frac{d_{m_c}}{2} \qquad (10)$$

partiendo de lo anterior pueden obtenerse las fórmulas adicionales:

$$d_{m_c}=\frac{v_c^2}{2} \qquad (11)$$

$$d_{m_c}=\frac{Q_c^2}{a^2g} \qquad (12)$$

$$v_c=\sqrt{g\,d_{m_c}} \qquad (13)$$

$$v_c=\sqrt{\frac{a\,g}{T}} \qquad (14)$$

$$Q_c=a\sqrt{g\,d_{m_c}} \qquad (15)$$

Para secciones rectangulares, si q es el volumen por unidad de ancho del canal, las diversas fórmulas del régimen crítico son:

[15] Los números en corchete hacen referencia a la numeración de la bibliografía, sección. B-11.

$$H_{E_c}=\frac{3}{2}d_c \qquad (16)$$

$$d_c=\frac{2}{3}H_{E_c} \qquad (17)$$

$$d_c=\frac{v_c^2}{g} \qquad (18)$$

$$d_c=\sqrt[3]{\frac{q_c^2}{g}} \qquad (19)$$

$$d_c=\sqrt[3]{\frac{Q_c^2}{b^2g}} \qquad (20)$$

$$v_c=\sqrt{g\,d_c} \qquad (21)$$

$$v_c=\sqrt[3]{g\,q_c} \qquad (22)$$

$$v_c=\sqrt[3]{\frac{g\,Q_c}{b}} \qquad (23)$$

$$q_c=d_c^{3/2}\sqrt{g} \qquad (24)$$

$$Q_c=b\,d_c^{3/2}\sqrt{g} \qquad (25)$$

$$Q_c=b\sqrt{g}\left(\frac{2}{3}H_{E_c}\right)^{3/2} \qquad (26)$$

El calado crítico para sección trapecial, está dado por la ecuación:

$$d_C=\frac{v_c^2}{g}-\frac{b}{2z}+\sqrt{\frac{v_c^4}{g^2}+\frac{b^2}{4z^2}} \qquad (27)$$

siendo z = relación entre la horizontal y la vertical del talud de los cajeros del canal.

Igualmente, para la sección trapecial,

$$v_c=\sqrt{\left(\frac{b+zd_c}{b+2zd}\right)d_c g} \qquad (28)$$

$$Q_C=d_C^{3/2}\sqrt{\frac{g(b+zd_C)^3}{b+2zd_C}} \qquad (29)$$

La solución de las ecuaciones (25) y (29), se simplifica utilizando la figura B-4.

En general no existe formulación de la ecuación del calado crítico para cauces. Sin embargo, puede hacerse una comprobación de la existencia de régimen crítico en estos cauces tal como se indica en la parte B de este apéndice.

c) *Fórmula de Manning.*-La fórmula desarrollada por Manning, para cauces con superficies libres, es utilizada en la mayor parte de los cálculos hidráulicos realizados en este texto. Es una expresión particular de la fórmula de Chezy; su desarrollo completo aparece en la mayor parte de los libros elementales de mecánica de fluidos. La fórmula es la siguiente:

$$v=\frac{1}{n}r^{2/3}S^{1/2} \qquad (30)$$

o bien

$$Q=\frac{1}{n}a\,r^{2/3}S^{1/2} \qquad (31)$$

donde:

Q = caudal en m^3/s,

a = sección transversal en m^2,

v = velocidad en metros por segundo,

n = coeficiente de rugosidad,

$r = radio\ hidráulico = \frac{superficie\ (a)}{perimetro\ mojado\ (p)}$,

s= pendiente del gradiente de energía

El valor del coeficiente de rozamiento, n, varía de acuerdo con la rugosidad física de las márgenes y el fondo del cauce y depende de factores tales como, la curvatura del cauce, tamaño y forma de la sección transversal, alineación, tipo y características del material que forma el perímetro mojado.

Los valores de, n, usados comúnmente en el proyecto de cauces artificiales, son los siguientes:

UDHCONECTA.COM

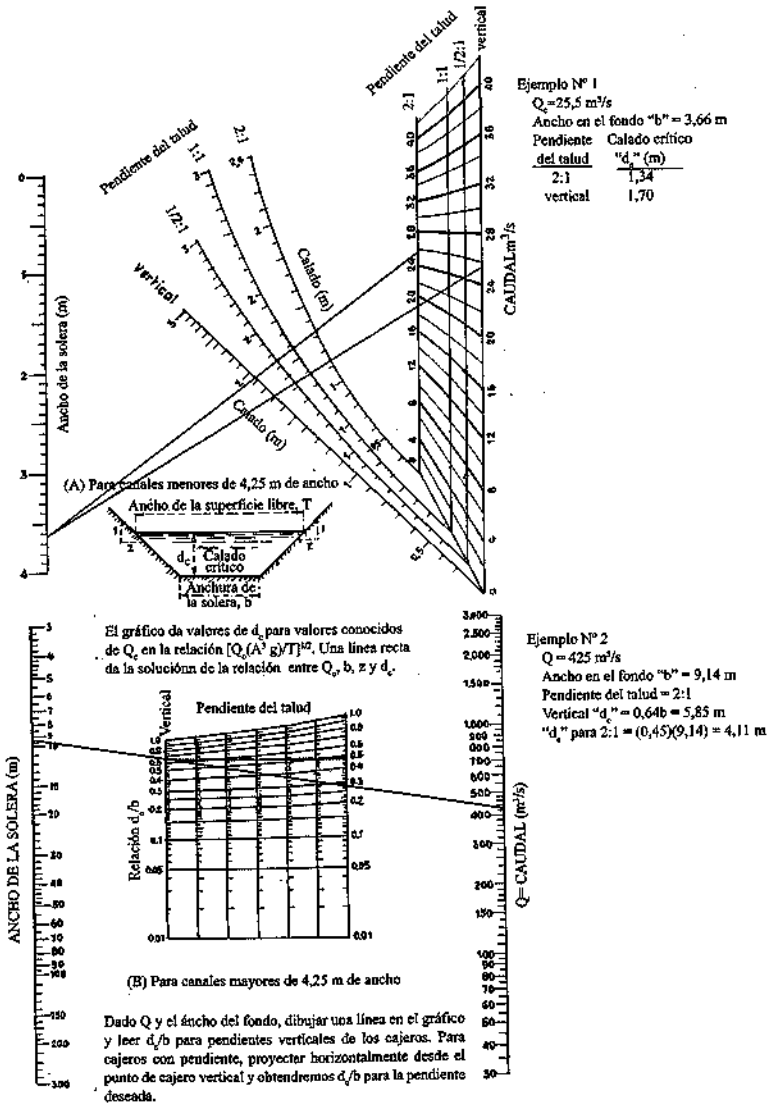


Figura B-4.-Calado crítico en canales trapeciales. 288-D-2825.

Tipo de cauce	Valores de n		
	Mínimo	Máximo	Medio
Canales de tierra rectos y uniformes.	0,017	0,025	0,022
Canales de tierra excavados	0,025	0,033	0,028
Canales en roca rectos y uniformes.	0,025	0,035	0,033
Canales en roca rugosa e irregulares	0,035	0,045	0,045
Revestidos de hormigón	0,012	0,018	0,014
Revestidos de lechada de cemento	0,010	0,013	0,011
Pavimento de mampostería rejuntada	0,017	0,030	0,025
Metal corrugado	0,023	0,025	0,024

La determinación de los valores de *n* en cauces naturales se analiza en el apartado B de este apéndice.

d) *Teorema de Bernoulli.*-El teorema de Bernoulli, que es sencillamente el principio de la conservación de la energía aplicado al flujo en un canal, puede enunciarse así: La energía total en cualquier sección es igual a la energía total en una sección aguas abajo, más las pérdidas de energía en el tramo. Expresada en términos de ecuación (3) y en la figura B-l:

$$Z_2+d_2+h_{v2} = Z_1+d_{v1}+h_{v1}+h_L \qquad (32)$$

donde h_L representa todas las pérdidas de energía entre la sección 2 (subíndice 2) y la sección 1 (subíndice 1). Tales pérdidas de energía estarán formadas, en gran parte, por las pérdidas debidas al rozamiento, pero puede incluir otras pérdidas, tales como las debidas a turbulencia, transiciones, obstrucciones, impacto, etc.

Cuando el caudal en una sección dada de un canal es constante con respecto al tiempo, el flujo es permanente. Si la corriente es permanente en todas las secciones en un tramo, el régimen es continuo y

$$Q = a_1 v_1 = a_2 v_2 \qquad (33)$$

La ecuación (33) se denomina ecuación de continuidad. Las ecuaciones (32) y (33) simultáneamente, son las fórmulas básicas utilizadas para resolver los problemas del flujo en cauces abiertos.

e) *Líneas piezométricas y de energía.*- En cauces abiertos la línea piezométrica, es la superficie libre del agua. La línea de energía está por encima de la línea piezométrica a una altura igual a la energía cinética. La caída de la línea de energía para una longitud dada del canal representa la pérdida de energía, ya sea debido a la fricción o a la fricción y otras causas. La relación existente entre las líneas piezométrica y de energía no sólo indica la pérdida de energía sino también la transformación de la energía potencial en energía cinética. Para movimientos uniformes, estas dos líneas son paralelas y la pendiente del nivel del agua representa el gradiente de pérdidas por rozamiento. En flujo acelerado la línea piezométrica está más inclinada que la de energía, lo cual indica una transformación progresiva de la energía potencial en cinética. En el flujo decelerado el gradiente de energía es más fuerte que el gradiente piezométrico, lo que indica que la energía cinética se convierte en potencial. El teorema de Bernoulli determina la relación entre estos gradientes de energía.

Para un tramo dado de un canal ΔL, la pendiente media de la línea de energía es $\frac{\Delta h_L}{\Delta L}$, donde Δh_L incluye las pérdidas totales de energía en el tramo. Si estas pérdidas son debidas solamente al rozamiento Δh_L se transformará en Δh_f y

$$\Delta h_f = \left(\frac{s_2+s_1}{2}\right)\Delta L \qquad (34)$$

Expresado en función de las características hidráulicas en cada extremo de tramo y del coeficiente de rugosidad es:

$$\Delta h_f = \frac{n^2}{2}\left[\left(\frac{v_2}{r_2^{2/3}}\right)^2+\left(\frac{v_1}{r_1^{2/3}}\right)^2\right]\Delta L \qquad (35)$$

UDHCONECTA.COM

Si la pendiente media de rozamiento s_f es igual a $\frac{s_2+s_1}{2}=\frac{\Delta h_f}{\Delta L}$ y s_0 es la de la solera del canal, sustituyendo $s_0 \Delta L$ por (Z_2-Z_1) y H_E por $(d+h_v)$, la ecuación (32) puede escribirse:

$$\Delta L=\frac{H_{E_1}+H_{E_2}}{s_b-s_f}\Delta L \qquad (36)$$

f) *Ábaco para deducir aproximadamente el rozamiento en rápidas.*-La figura B-5, es un grafico que sirve para calcular las pérdidas por fricción en un canal. Con el fin de generalizar el ábaco, de forma que pueda aplicarse a canales de diferentes características, se hacen diversas aproximaciones. Primero, el calado en el canal se supone que es igual al radio hidráulico; por lo tanto, los resultados serán más aplicables a canales anchos y de calado reducido. Además, se supone que el aumento de la energía cinética se efectúa de forma proporcional a la longitud a lo largo del canal. Por lo tanto, los datos que se obtienen con el gráfico no son exactos y lo que se pretende es que sirvan como orden de magnitud para valorar las pérdidas en un canal.

El ábaco representa la solución de la ecuación $s=\frac{dh_f}{dx}$ integrada desde cero a L, o bien:

$$h_f=\int_0^L s\,dx$$

donde, utilizando la fórmula de Manning,

$$s=\frac{n^2v^2}{r^{4/3}}$$

B.3. Flujo en Conductos Cerrados.

(a) *Conductos parcialmente llenos.*- El análisis hidráulico del flujo en conductos cerrados parcialmente llenos, es similar al de canales abiertos y son aplicables todas las fórmulas deducidas para ellos. Las propiedades hidráulicas para diferentes calados en conductos circulares o de sección en herradura vienen tabuladas en las tablas B-2 a B-5, para facilitar los cálculos en este caso.

Las tablas B-2 y B-4, dan datos para determinar los calados críticos, velocidades críticas y las presiones hidrostáticas del prisma de agua de la sección transversal para diversos caudales y diámetros del conducto. Si la superficie con calado crítico, a_c, se representa por k_1D^2 y la anchura de la parte superior del prisma de agua, T, en condiciones críticas, es igual a k_2D, la ecuación (7) puede escribirse de la forma:

$$\frac{Q_c^2}{g}=\frac{\left(k_1D^2\right)^3}{k_2D} \quad \text{ó} \quad Q_c=k_3D^{5/2} \qquad (37)$$

Los valores de k_3 para varios calados, están tabulados en la columna 3. La presión hidrostática, P, en la sección transversal es $wa\bar{y}$, donde $\bar{y}$ es la profundidad desde la superficie libre del agua hasta el centro de gravedad de la sección transversal. Si $a_c=k_1D^2$, e $\bar{y}=k_4D$, entonces

$$P=k_5D^3 \qquad (38)$$

Los valores de k_5, para varios calados, vienen tabulados en la columna 4. La columna 2 proporcionada los valores de h_{vc}, con respecto al diámetro del conducto para varios calados.

El uso de las tablas B-2 y B-4, puede ser ilustrado con un ejemplo: Supóngase que se desea encontrar el calado crítico para un caudal libre de 18,4 m^3/s en un conducto de 2,74 metros de diámetro.

En este caso - $\frac{Q}{D^{5/2}}=\frac{18,4}{12,43}=1,48$

De la columna 3, por interpolación, se deduce el valor de la columna 1, d/D =0,708. El calado crítico es 1,94 m. La velocidad crítica se obtiene de la columna 2, h_{vc}=(0,325)(2,74) = 0,89 m, de donde la velocidad crítica es 4,17 m/s.

De la columna 4 se obtiene la presión hidrostática sobre la sección transversal. Del valor de la tabla multiplicado por D^3 se obtiene la presión, y multiplicada por 1 T/m^3 el valor en toneladas P=(1) (2,74)^3 (0,184) = 3,8 T.

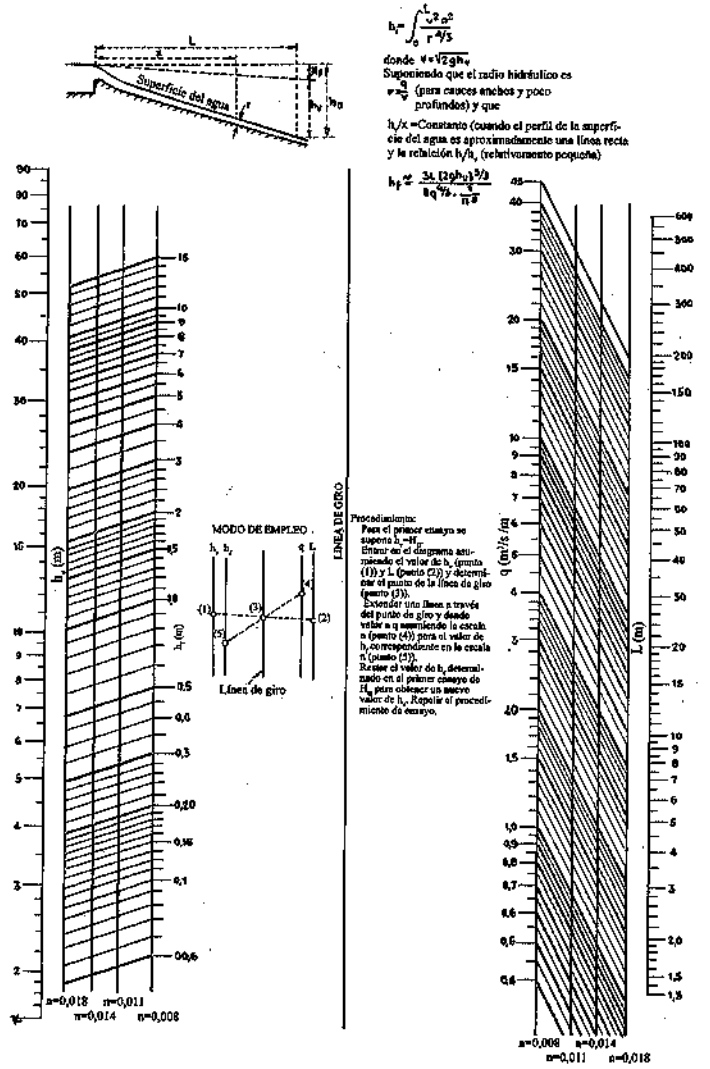


Figura B-5.-Valores aproximados de las pérdidas en rápidas para varios valores de la caída de la superficie de agua y de la longitud del canal. 288-D-2826.

UDHCONECTA.COM

Tabla B-2.-Energía de velocidad, caudal para calado crítico y presiones en un conducto circular parcialmente lleno.

D = diámetro de la tubería.
d = calado.
h_v = energía cinética para el calado crítico de d
Q_c = caudal cuando el calado crítico es d.
P = presión sobre la sección transversal en unidades de volumen de agua.



$\frac{d}{D}$	$\frac{h_{v_c}}{D}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$	$\frac{P}{D^3}$	$\frac{d}{D}$	$\frac{h_{v_c}}{D}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$	$\frac{P}{D^3}$	$\frac{d}{D}$	$\frac{h_{v_c}}{D}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$	$\frac{P}{D^3}$
1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
0,01	0,0033	0,00033	0,0000	0,34	0,1243	0,36747	0,0332	0,67	0,2974	1,35041	0,1644
0,02	0,0067	0,00138	0,0000	0,35	0,1284	0,36861	0,0356	0,68	0,3048	1,39005	0,1700
0,03	0,0101	0,00304	0,0001	0,36	0,1326	0,41030	0,0381	0,69	0,3125	1,43034	0,1758
0,04	0,0134	0,00541	0,0002	0,37	0,1368	0,43255	0,0407	0,70	0,3204	1,47141	0,1816
0,05	0,0168	0,00844	0,0003	0,38	0,1411	0,45534	0,0434	0,71	0,3286	1,51325	0,1875
0,06	0,0203	0,01214	0,0005	0,39	0,1454	0,47864	0,0462	0,72	0,3371	1,55598	0,1935
0,07	0,0237	0,01645	0,0007	0,40	0,1497	0,50248	0,0491	0,73	0,3459	1,59953	0,1996
0,08	0,0271	0,02147	0,0010	0,41	0,1541	0,52688	0,0520	0,74	0,3552	1,64402	0,2058
0,09	0,0306	0,02710	0,0013	0,42	0,1586	0,55178	0,0551	0,75	0,3648	1,68951	0,2121
0,10	0,0341	0,03340	0,0017	0,43	0,1631	0,57728	0,0583	0,76	0,3749	1,73604	0,2185
0,11	0,0376	0,04035	0,0021	0,44	0,1676	0,60328	0,0616	0,77	0,3855	1,78373	0,2249
0,12	0,0411	0,04791	0,0026	0,45	0,1723	0,62983	0,0650	0,78	0,3967	1,83264	0,2314
0,13	0,0446	0,05608	0,0032	0,46	0,1769	0,65682	0,0684	0,79	0,4085	1,88298	0,2380
0,14	0,0482	0,06491	0,0038	0,47	0,1817	0,68442	0,0720	0,80	0,4210	1,93476	0,2447
0,15	0,0517	0,07435	0,0045	0,48	0,1865	0,71252	0,0757	0,81	0,4343	1,98825	0,2515
0,16	0,0553	0,08446	0,0053	0,49	0,1914	0,74117	0,0795	0,82	0,4485	2,04356	0,2584
0,17	0,0589	0,09516	0,0061	0,50	0,1964	0,77031	0,0833	0,83	0,4638	2,10097	0,2653
0,18	0,0626	0,10642	0,0070	0,51	0,2014	0,80001	0,0873	0,84	0,4803	2,16075	0,2723
0,19	0,0662	0,11834	0,0080	0,52	0,2065	0,83026	0,0914	0,85	0,4982	2,22323	0,2794
0,20	0,0699	0,13088	0,0091	0,53	0,2117	0,86101	0,0956	0,86	0,5177	2,28887	0,2865
0,21	0,0736	0,14402	0,0103	0,54	0,2170	0,89225	0,0998	0,87	0,5392	2,35820	0,2938
0,22	0,0773	0,15770	0,0115	0,55	0,2224	0,92377	0,1042	0,88	0,5632	2,43189	0,3011
0,23	0,0811	0,17200	0,0128	0,56	0,2279	0,95645	0,1087	0,89	0,5900	2,51083	0,3084
0,24	0,0848	0,18690	0,0143	0,57	0,2335	0,98935	0,1133	0,90	0,6204	2,59622	0,3158
0,25	0,0887	0,20241	0,0157	0,58	0,2393	1,02285	0,1179	0,91	0,6555	2,68962	0,3233
0,26	0,0925	0,21842	0,0173	0,59	0,2451	1,05686	0,1227	0,92	0,6966	2,79328	0,3308
0,27	0,0963	0,23509	0,0190	0,60	0,2511	1,09147	0,1276	0,93	0,7459	2,91047	0,3384
0,28	0,1002	0,25232	0,0207	0,61	0,2572	1,12658	0,1326	0,94	0,8065	3,04610	0,3460
0,29	0,1042	0,27009	0,0226	0,62	0,2635	1,16235	0,1376	0,95	0,8841	3,20811	0,3537
0,30	0,1081	0,28842	0,0255	0,63	0,2699	1,19872	0,1428	0,96	0,9885	3,41064	0,3615
0,31	0,1121	0,30735	0,0266	0,64	0,2765	1,23571	0,1481	0,97	1,1410	3,68140	0,3692
0,32	0,1161	0,32684	0,0287	0,65	0,2833	1,27330	0,1534	0,98	1,3958	4,08828	0,3770
0,33	0,1202	0,34688	0,0309	0,66	0,2902	1,31155	0,1589	0,99	1,9700	4,87212	0,3848
								1,00			0,3927

Tabla B-3.-Flujo uniforme en secciones circulares que fluyen parcialmente llenas

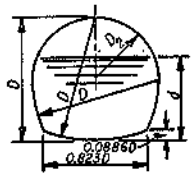
D=diámetro de la tubería.
d=calado,
A= superficie transversal ocupada por el agua
r= radio hidráulico
Q=caudal en m^3/s deducido de la fórmula de Manning.
n = coeficiente de Manning
s= pendiente longitudinal de la solera y de la superficie del agua

$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{r}{D}$	$\frac{Qn}{D^{8/3}s^{1/2}}$	$\frac{Qn}{d^{8/3}s^{1/2}}$	$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{r}{D}$	$\frac{Qn}{D^{8/3}s^{1/2}}$	$\frac{Qn}{d^{8/3}s^{1/2}}$
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
0,01	0,0013	0,0066	0,000047	10,122	0,51	0,4027	0,2531	0,1608	0,9705
0,02	0,0037	0,0132	0,000209	7,114	0,52	0,4127	0,2562	0,1662	0,9523
0,03	0,0069	0,0197	0,000498	5,761	0,53	0,4227	0,2592	0,1716	0,9341
0,04	0,0105	0,0262	0,000929	4,967	0,54	0,4327	0,2621	0,1770	0,9166
0,05	0,0147	0,0325	0,001494	4,408	0,55	0,4426	0,2649	0,1824	0,8991
0,06	0,0192	0,0389	0,002207	4,004	0,56	0,4526	0,2676	0,1878	0,8823
0,07	0,0242	0,0451	0,003062	3,681	0,57	0,4625	0,2703	0,9131	0,8654
0,08	0,0294	0,0513	0,004065	3,425	0,58	0,4724	0,2728	0,1985	0,8493
0,09	0,0350	0,0575	0,005216	3,203	0,59	0,4822	0,2753	0,2039	0,8332
0,10	0,0409	0,0635	0,006508	3,022	0,60	0,4920	0,2776	0,2093	0,8177
0,11	0,0470	0,0695	0,007948	2,860	0,61	0,5018	0,2799	0,2147	0,8022
0,12	0,0534	0,0755	0,009536	2,719	0,62	0,5115	0,2821	0,2201	0,7874
0,13	0,0600	0,0813	0,011266	2,598	0,63	0,5212	0,2842	0,2254	0,7726
0,14	0,0668	0,0871	0,013137	2,484	0,64	0,5308	0,2862	0,2308	0,7578
0,15	0,0739	0,0929	0,015140	2,382	0,65	0,5404	0,2882	0,2355	0,7437
0,16	0,0811	0,0985	0,017290	2,295	0,66	0,5499	0,2900	0,2409	0,7295
0,17	0,0885	0,1042	0,019580	2,207	0,67	0,5594	0,2917	0,2463	0,7161
0,18	0,0961	0,1097	0,022010	2,133	0,68	0,5687	0,2933	0,2510	0,7026
0,19	0,1039	0,1152	0,024560	2,059	0,69	0,5780	0,2948	0,2557	0,6891
0,20	0,1118	0,1206	0,027320	1,992	0,70	0,5872	0,2962	0,2611	0,6757
0,21	0,1199	0,1259	0,030150	1,931	0,71	0,5964	0,2975	0,2658	0,6629
0,22	0,1281	0,1312	0,033110	1,878	0,72	0,6054	0,2987	0,2705	0,6494
0,23	0,1365	0,1364	0,036140	1,824	0,73	0,6143	0,2998	0,2752	0,6373
0,24	0,1449	0,1416	0,039370	1,770	0,74	0,6231	0,3008	0,2800	0,6245
0,25	0,1535	0,1466	0,042670	1,723	0,75	0,6319	0,3017	0,2840	0,6124
0,26	0,1623	0,1516	0,046170	1,676	0,76	0,6405	0,3024	0,2887	0,5996
0,27	0,1711	0,1566	0,049730	1,629	0,77	0,6489	0,3031	0,2927	0,5875
0,28	0,1800	0,1614	0,053370	1,588	0,78	0,6573	0,3036	0,2968	0,5761
0,29	0,1890	0,1662	0,057140	1,548	0,79	0,6655	0,3039	0,3008	0,5639
0,30	0,1982	0,1709	0,061040	1,514	0,80	0,6736	0,3042	0,3049	0,5525
0,31	0,2074	0,1756	0,065010	1,480	0,81	0,6815	0,3043	0,3082	0,5411
0,32	0,2167	0,1802	0,069120	1,440	0,82	0,6893	0,3043	0,3116	0,5296
0,33	0,2260	0,1847	0,073290	1,406	0,83	0,6969	0,3041	0,3150	0,5182
0,34	0,2355	0,1891	0,077600	1,380	0,84	0,7043	0,3038	0,3183	0,5068
0,35	0,2450	0,1935	0,081970	1,346	0,85	0,7115	0,3033	0,3210	0,4953
0,36	0,2546	0,1978	0,086410	1,3177	0,86	0,7186	0,3026	0,3227	0,4846
0,37	0,2642	0,2020	0,090920	1,2888	0,87	0,7254	0,3018	0,3264	0,4731
0,38	0,2739	0,2062	0,095570	1,2619	0,88	0,7320	0,3007	0,3284	0,4623
0,39	0,2836	0,2102	0,100280	1,2349	0,89	0,7384	0,2995	0,3304	0,4509
0,40	0,2934	0,2142	0,105050	1,2094	0,90	0,7445	0,2980	0,3325	0,4401
0,41	0,3032	0,2182	0,109900	1,1845	0,91	0,7504	0,2963	0,3338	0,4287
0,42	0,3130	0,2220	0,114750	1,1602	0,92	0,7560	0,2944	0,3345	0,4179
0,43	0,3229	0,2258	0,119730	1,1367	0,93	0,7612	0,2921	0,3351	0,4065
0,44	0,3328	0,2295	0,124770	1,1138	0,94	0,7662	0,2895	0,3351	0,3957
0,45	0,3428	0,2331	0,129820	1,0916	0,95	0,7707	0,2865	0,3351	0,3843
0,46	0,3527	0,2366	0,135300	1,0701	0,96	0,7749	0,2829	0,3338	0,3722
0,47	0,3627	0,2401	0,140000	1,0492	0,97	0,7785	0,2787	0,3324	0,3600
0,48	0,3727	0,2435	0,145400	1,0297	0,98	0,7817	0,2735	0,3291	0,3479
0,49	0,3827	0,2468	0,150700	1,0095	0,99	0,7841	0,2666	0,3250	0,3338
0,50	0,3927	0,2500	0,156100	0,9900	1,00	0,7854	0,2500	0,3116	0,3116

UDHCONECTA.COM

Tabla B-4.-Energía de velocidad, caudal para calado crítico y presiones en un conducto con una forma "en herradura", parcialmente lleno.

D=diámetro de la tubería, "en herradura"
d=calado,
h_{v_c}=energía cinética para el calado crítico de d
Q_c=caudal cuando el calado crítico es d
P=presión sobre la sección transversal en unidades de volumen de agua,



$\frac{d}{D}$	$\frac{h_{v_c}}{D}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$	$\frac{P}{D^3}$	$\frac{d}{D}$	$\frac{h_{v_c}}{D}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$	$\frac{P}{D^3}$	$\frac{d}{D}$	$\frac{h_{v_c}}{D}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$	$\frac{P}{D^3}$
1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
0,01	0,0033	0,00050	0, 0000	0,35	0,1472	0,46484	0,0449	0,69	0,3362	1,51259	0, 1999
0,02	0,0067	0,00193	0,0000	0,36	0,1518	0,48874	0,0478	0,70	0,3443	1,55416	0,2062
0,03	0,0100	0,00436	0,0001	0,37	0,1563	0,51314	0,0508	0,71	0,3528	1,59649	0,2125
0,04	0,0134	0,00767	0,0002	0,38	0,1609	0,53798	0,0540	0,72	0,3615	1,63955	0,2190
0,05	0,0168	0,01198	0,0004	0,39	0,1655	0,56331	0,0572	0,73	0,3707	1,68354	0,2255
0,06	0,0201	0,01722	0,0007	0,40	0,1702	0,58915	0,0605	0,74	0,3802	1,72836	0,2321
0,07	0,0235	0,02346	0,0010	0,41	0,1749	0,61537	0,0639	0,75	0,3902	1,77413	0,2385
0,08	0,0269	0,03058	0,0014	0,42	0,1795	0,64214	0,0675	0,76	0,4006	1,82088	0,2457
0,09	0,0305	0,03880	0,0018	0,43	0,1843	0,66930	0,0711	0,77	0,4116	1,86868	0,2525
0,10	0,0351	0,04852	0,0024	0,44	0,189	0,69695	0,0748	0,78	0,4232	1,91764	0,2595
0,11	0,0397	0,05901	0,0030	0,45	0,1938	0,72505	0,0786	0,79	0,4354	1,96788	0,2666
0,12	0,0443	0,07021	0,0037	0,46	0,1986	0,75359	0,0825	0,80	0,4484	2,01944	0,2737
0,13	0,0489	0,08208	0,0045	0,47	0,2035	0,78262	0,0865	0,81	0,4623	2,07243	0,2809
0,14	0,0534	0,09461	0,0054	0,48	0,2084	0,81210	0,0907	0,82	0,4771	2,12708	0,2882
0,15	0,0579	0,10780	0,0063	0,49	0,2133	0,84196	0,0949	0,83	0,4930	2,18355	0,2956
0,16	0,0624	0,12160	0,0074	0,50	0,2183	0,87232	0,0992	0,84	0,5102	2,24200	0,3030
0,17	0,0669	0,13607	0,0085	0,51	0,2234	0,90313	0,1036	0,85	0,5289	2,30272	0,3105
0,18	0,0714	0,15103	0,0098	0,52	0,2285	0,93442	0,1081	0,86	0,5494	2,36604	0,3181
0,19	0,0758	0,16665	0,0111	0,53	0,2337	0,96628	0,1127	0,87	0,5719	2,43228	0,3258
0,20	0,0803	0,18282	0,0125	0,54	2,3910	0,99868	0,1174	0,88	0,5969	2,50194	0,3335
0,21	0,0847	0,19955	0,0140	0,55	0,2445	1,03157	0,1223	0,89	0,6251	2,57563	0,3413
0,22	0,0891	0,21682	0,0156	0,56	0,2500	1,06503	0,1272	0,90	0,6570	2,65401	0,3492
0,23	0,0936	0,23465	0,0173	0,57	0,2557	1,09909	0,1322	0,91	0,6939	2,73820	0,3572
0,24	0,0980	0,25298	0,0191	0,58	0,2615	1,13364	0,1373	0,92	0,7371	2,82933	0,3653
0,25	0,1024	0,27191	0,0210	0,59	0,2674	1,16880	0,1425	0,93	0,7889	2,92919	0,3733
0,26	0,1069	0,29129	0,0229	0,60	0,2735	1,20452	0,1478	0,94	0,8528	3,04025	0,3813
0,27	0,1113	0,31122	0,0250	0,61	0,2797	1,24084	0,1532	0,95	0,9345	3,16594	0,3894
0,28	0,1158	0,33170	0,0271	0,62	0,2861	1,27777	0,1587	0,96	1,0446	3,31178	0,3976
0,29	0,1202	0,25267	0,0294	0,63	0,2926	1,31530	0,1643	0,97	1,2053	3,48627	0,4058
0,30	0,1247	0,37409	0,0317	0,64	0,2994	1,35345	0,1700	0,98	1,4742	3,70469	0,4140
0,31	0,1292	0,39606	0,0342	0,65	0,3063	1,39220	0,1758	0,99	2,0804	3,99742	0,4223
0,32	0,1337	0,41853	0,0367	0,66	0,3134	1,43167	0,1817	1,00		4,46524	0,4306
0,33	0,1382	0,44143	0,0393	0,67	0,3208	1,47180	0,1877			5,28706	
0,34	0,1427		0,0421	0,68	0,3283		0,1937				

Tabla B-5.-Flujo uniforme, en un conducto con una forma "en herradura", parcialmente lleno.

D=diámetro de la tubería, "en herradura".
d=calado.
r= radio hidráulico.
Q=caudal en m^3/s según la fórmula de Manning.
A=Superficie ocupada por el agua.
n= número de Manning.
s=pendiente del fondo del canal y de la superficie del agua.

$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{r}{D}$	$\frac{Qn}{D^{8/3}s^{1/2}}$	$\frac{Qn}{d^{8/3}s^{1/2}}$	$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{r}{D}$	$\frac{Qn}{D^{8/3}s^{1/2}}$	$\frac{Qn}{d^{8/3}s^{1/2}}$
1	2	3	4	5	I	2	3	4	5
0,01	0,0019	0,0066	0,000067	14,400	0,51	0,4466	0,2602	0,182019	1,096
0,02	0,0053	0,0132	0,000296	10,046	0,52	0,4566	0,2630	0,187403	1,072
0,03	0,0097	0,0198	0,000707	8,169	0,53	0,4666	0,2657	0,192853	1,048
0,04	0,0150	0,0264	0,001332	7,106	0,54	0,4766	0,2683	0,198236	1,025
0,05	0,0209	0,0329	0,002147	6,325	0,55	0,4865	0,2707	0,203889	1,003
0,06	0,0275	0,0394	0,003183	5,773	0,56	0,4965	0,2733	0,209272	0,981
0,07	0,0346	0,0459	0,004434	5,329	0,57	0,5064	0,2757	0,214655	0,960
0,08	0,0421	0,0524	0,005895	4,959	0,58	0,5163	0,2781	0,220038	0,940
0,09	0,0502	0,0590	0,007610	4,677	0,59	0,5261	0,2804	0,225422	0,921
0,10	0,0585	0,0670	0,009649	4,482	0,60	0,5359	0,2824	0,230805	0,901
0,11	0,0670	0,0748	0,011897	4,280	0,61	0,5457	0,2844	0,236188	0,881
0,12	0,0753	0,0823	0,014245	4,064	0,62	0,5555	0,2864	0,241571	0,863
0,13	0,0839	0,0895	0,016789	3,869	0,63	0,5651	0,2884	0,246954	0,846
0,14	0,0925	0,0964	0,019447	3,681	0,64	0,5748	0,2902	0,251665	0,828
0,15	0,1012	0,1031	0,022273	3,506	0,65	0,5843	0,2920	0,257048	0,812
0,16	0,1100	0,1097	0,025234	3,338	0,66	0,5938	0,2937	0,262431	0,795
0,17	0,1188	0,1161	0,028262	3,190	0,67	0,6033	0,2953	0,267814	0,779
0,18	0,1277	0,1222	0,031424	3,042	0,68	0,6126	0,2967	0,272525	0,762
0,19	0,1367	0,1282	0,034722	2,914	0,69	0,6219	0,2981	0,277235	0,746
0,20	0,1457	0,1341	0,038153	2,793	0,70	0,6312	0,2994	0,282618	0,731
0,21	0,1549	0,1398	0,041720	2,678	0,71	0,6403	0,3006	0,287328	0,716
0,22	0,1640	0,1454	0,045353	2,570	0,72	0,6493	0,3018	0,292039	0,701
0,23	0,1733	0,1508	0,049122	2,476	0,73	0,6582	0,3028	0,296749	0,687
0,24	0,1825	0,1560	0,052890	2,375	0,74	0,6671	0,3036	0,301459	0,673
0,25	0,1919	0,1611	0,056793	2,288	0,75	0,6758	0,3044	0,305497	0,659
0,26	0,2013	0,1662	0,060830	2,207	0,76	0,6844	0,3050	0,310207	0,645
0,27	0,2107	0,1710	0,064935	2,133	0,77	0,6929	0,3055	0,314244	0,631
0,28	0,2202	0,1758	0,069107	2,059	0,78	0,7012	0,3060	0,318282	0,618
0,29	0,2297	0,1804	0,073346	1,992	0,79	0,7094	0,3064	0,322319	0,604
0,30	0,2393	0,1850	0,077720	1,924	0,80	0,7175	0,3067	0,326357	0,591
0,31	0,2489	0,1895	0,082094	1,864	0,81	0,7254	0,3067	0,329721	0,579
0,32	0,2586	0,1938	0,086602	1,810	0,82	0,7332	31%	0,333086	0,566
0,33	0,2683	0,1981	0,091178	1,756	0,83	0,7408	0,3064	0,336450	0,553
0,34	0,2780	0,2023	0,095821	1,702	0,84	0,7482	0,3061	0,339815	0,541
0,35	0,2878	0,2063	0,100464	1,649	0,85	0,7554	0,3056	0,342506	0,529
0,36	0,2975	0,2103	0,105174	1,602	0,86	0,7625	0,3050	0,345198	0,517
0,37	0,3074	0,2142	0,110019	1,561	0,87	0,7693	0,3042	0,347889	0,505
0,38	0,3172	0,2181	0,114931	1,514	0,88	0,7759	0,3032	0,349908	0,493
0,39	0,3271	0,2217	0,119843	1,474	0,89	0,7823	0,3020	0,351927	0,480
0,40	0,3370	0,2252	0,124756	1,433	0,90	0,7884	0,3050	0,353945	0,468
0,41	0,3469	0,2287	0,129735	1,400	0,91	0,7943	0,2988	0,355291	0,456
0,42	0,3568	0,2322	0,134782	1,359	0,92	0,7999	0,2969	0,355964	0,445
0,43	0,3667	0,2356	0,139896	1,328	0,93	0,8052	0,2947	0,356637	0,433
0,44	0,3767	0,2390	0,145077	1,295	0,94	0,8101	0,2922	0,356637	0,421
0,45	0,3867	0,2422	0,150259	1,264	0,95	0,8146	0,2893	0,355964	0,408
0,46	0,3966	0,2454	0,155440	1,233	0,96	0,8188	0,2858	0,355291	0,396
0,47	0,4066	0,2484	0,160689	1,203	0,97	0,8224	0,2816	0,353273	0,383
0,48	0,4166	0,2514	0,165937	1,175	0,98	0,8256	0,2766	0,350581	0,370
0,49	0,4266	0,2544	0,171253	1,147	0,99	0,8280	0,2696	0,345198	0,355
0,50	0,4366	0,2574	0,176636	1,122	1,00	0,8293	0,2538	0,232413	0,332

UDHCONECTA.COM

De las tablas B-3 y B-5 se obtienen las áreas y los radios hidráulicos, en conductos parcialmente llenos, que pueden ser aplicados para resolver la ecuación de Manning. Si

$A=k_6\frac{\pi D^2}{4}$ y $r=k_7 D$ la ecuación de Manning, puede escribirse:

$$Q=\frac{1}{n}\left(k_6\frac{\pi D^2}{4}\right)(k_7 D)^{2/3}s^{1/2},$$

$$\frac{Qn}{D^{8/3}s^{1/2}}=k_6\frac{\pi}{4}(k_7)^{2/3}=k_8 \qquad (39)$$

En la columna 4 están tabulados los valores de k_8 correspondientes a varios calados. Si $D=k_9 d$, la ecuación (39) se puede escribir:

$$\frac{Qn}{D^{8/3}s^{1/2}}=\frac{\pi}{4}k_6(k_7)^{2/3}(k_9)^{8/3}=k_{10} \qquad (40)$$

Los valores de K_{10} para distintos calados están tabulados en la columna 5.

b) *Flujo en conducto con presión.*- Dado que los factores que afectan a la pérdida de carga en los conductos son independientes de la presión, pueden aplicarse las mismas leyes para la circulación en conductos cerrados y en canales abiertos y las fórmulas tienen la misma expresión general para todos. Por ejemplo, la ecuación de continuidad, ecuación (33), $Q=a_1v_1=a_2v_2$, es aplicable también a los conductos en presión.

Una masa de agua, por si misma no tiene energía de presión. La energía de presión es adquirida por contacto con otras masas y por ello, se transmite a o a través de la masa.

La altura de presión p/w (donde p es la presión en kilogramos por metro cuadrado, y w es el peso especifico en kilogramos por metro cúbico) así como la altura de velocidad y diferencia de niveles representan una energía. Por ello para el flujo en un tubo a presión, la ecuación de Bernoulli para flujo en canales abiertos, ecuación (3), puede escribirse en la forma:

$$H_A=\frac{p}{w}+Z+\frac{v^2}{2g} \qquad (41)$$

El teorema de Bernoulli para flujo en un tubo en presión (como se muestra en la figura B-6) es:

$$\frac{p_1}{w}+Z_1+h_{v_1}=\frac{p_2}{w}+Z_2+h_{v_2}+\Delta h_L \qquad (42)$$

donde Δh_L representa las pérdidas de carga en la tubería, debidas a todas las causas. Si H_T es la energía total y, v es la velocidad a la salida, la ecuación de Bernoulli para el tubo completo, es:

$$H_T=\sum(\Delta h_L)+h_v \qquad (43)$$

Como en el caso de cauces abiertos, el teorema de Bernoulli y la ecuación de continuidad son las fórmulas básicas utilizadas para resolver los problemas del conductos con flujo en presión.

c) *Líneas de energía y presión.*-Si se coloca una serie de tubos piezométricos en varios puntos, a lo largo de un conducto por donde circula una corriente a presión, según se indica en la figura B-6, el agua se elevará en cada tubo hasta un nivel igual a la altura piezométrica en el conducto en ese punto. El nivel piezométrico puede ser igual al del tubo, o estar por encima o por debajo de él; esto es, la presión en el punto puede ser mayor, igual o menor que la presión atmosférica local. La altura a la que el agua se eleva en un tubo piezométrico se denomina altura piezométrica. La línea de energía está por encima de la piezométrica una distancia igual a la altura debida a la velocidad. La disminución de la línea de energía, por unidad de longitud del tubo, representa la pérdida de energía, ya sea por fricción, o por fricción y otras influencias. La relación entre la línea de energía y la línea piezométrica, refleja las variaciones que se producen entre la energía cinética y la de presión.

d) *Pérdidas por fricción.*-Se han desarrollado muchas fórmulas empíricas para estimar el flujo de fluidos en tubos. Las de uso más común son: la ecuación de Manning, escrita en función de la longitud del tubo y del diámetro en metros es:

$$h_f=\left(4^{4/3}\cdot 2g\right)\cdot\frac{L}{D^{4/3}}\cdot\frac{v^2}{2g} \qquad (44)$$

Y la ecuación de Darcy-Weisbach que escrita en términos similares es:

$$h_f=\frac{fL}{D}\frac{v^2}{2g} \qquad (45)$$

La ecuación de Manning supone que la pérdida de energía depende solamente de la velocidad, de las dimensiones del conjunto y de la magnitud del coeficiente de rugosidad de las paredes, definido por el coeficiente *"n"*. El valor *"n"*, está relacionado con la rugosidad física de la pared del conducto y es independiente del diámetro del tubo o de la densidad y viscosidad del agua.

La ecuación de Darcy- Weisbach supone que las pérdidas son función de la velocidad, de la dimensión del conducto y del factor de fricción *f*. El factor *f*, es una variable adimensional que depende de la viscosidad y densidad del fluido, de la rugosidad de las paredes del conducto, y es función también de su tamaño.

Los datos y criterios para determinar los valores de *f*, para tubos, se incluyen en la monografía para ingenieros del Bureau of Reclamation [5].

e) *Ábacos para el diseño de obras de paso (conductos)*-Las figuras B-7 a B-12, son ábacos preparados por el Bureau of Public Roads, que pueden usarse para determinar el caudal desaguado por obras de paso circulares o en cajón. Las figuras B-7 y B-8 dan los caudales para tubos en los que el control está en la entrada; estos ábacos están basados en datos experimentales. Las figuras B-9 y B-10, dan los caudales de descarga para tubos con flujo en carga con perdidas basadas en la fórmula de Manning. Similarmente la figura B-11 da la descarga a través de obras de paso en cajón con control de flujo en la entrada, basada en fórmulas determinadas experimentalmente. La figura B-12 da la descarga de cajones con flujo en carga con perdidas utilizando la fórmula de Manning.

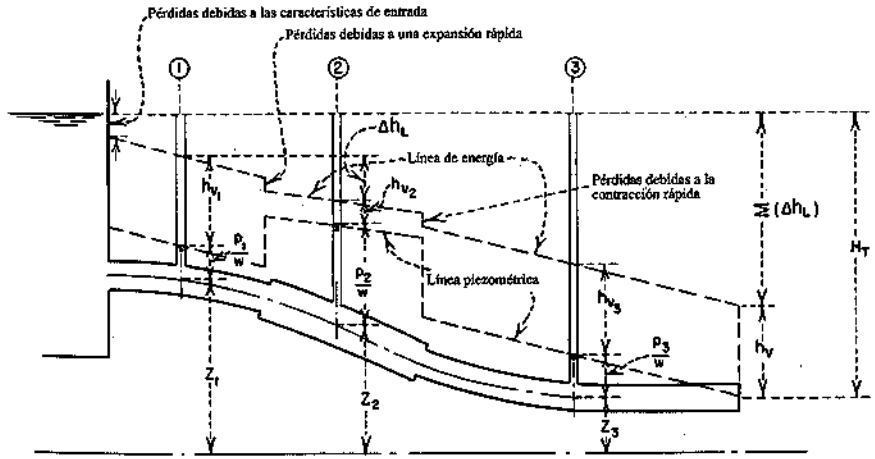


Figura B-6.-Características del flujo en tuberías. 288-D-2555

UDHCONECTA.COM

Para usar escala (2) o (3) proyectar horizontalmente sobre la escala (1) y unir con una línea los puntos de la escala D y Q, como se ve en el dibujo.

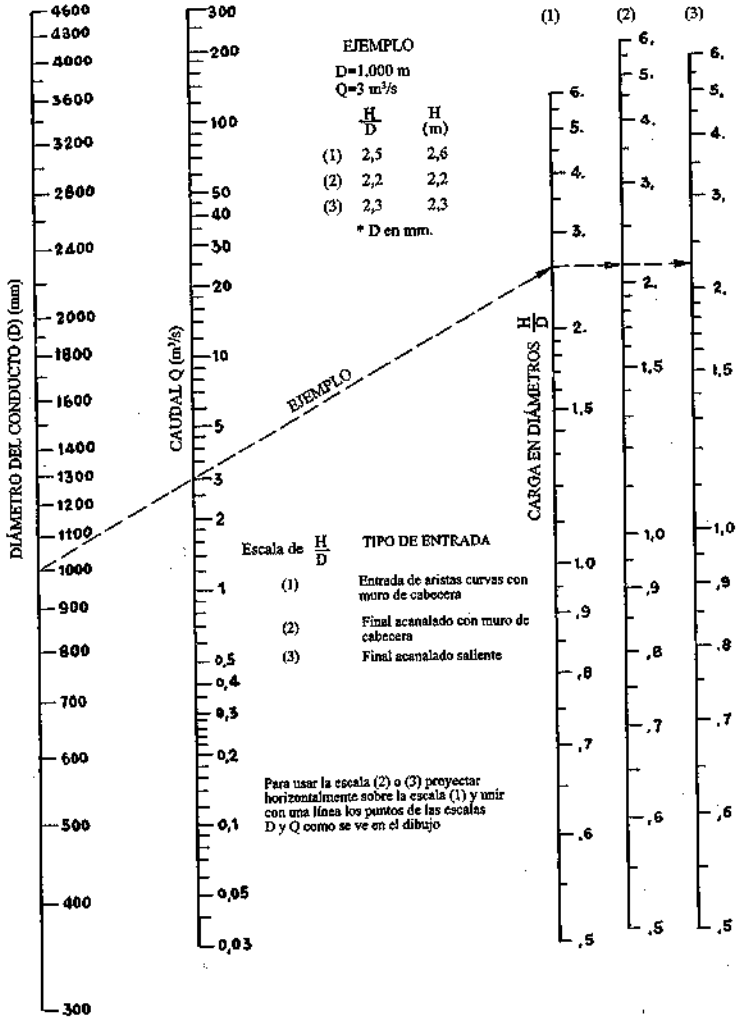


Figura B-7 –Ábaco para el cálculo de la carga necesaria para desagnar un caudal dado en tuberías con control en la entrada. FHWA. 288-D-2908.

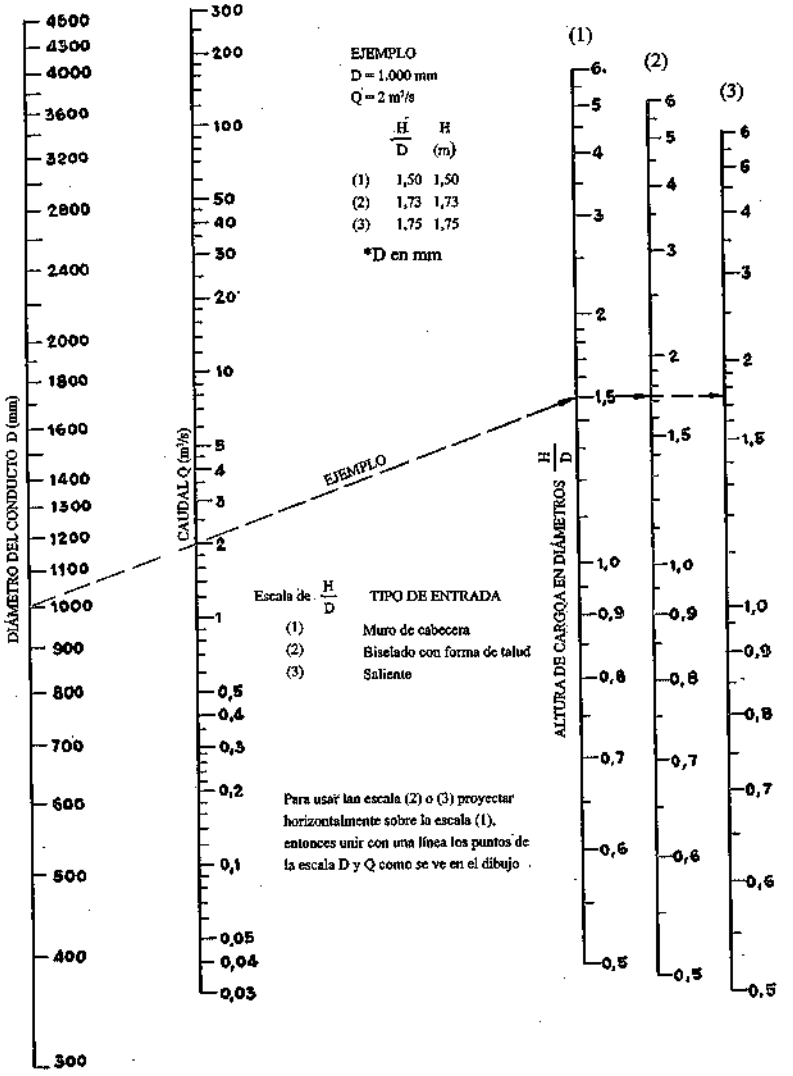
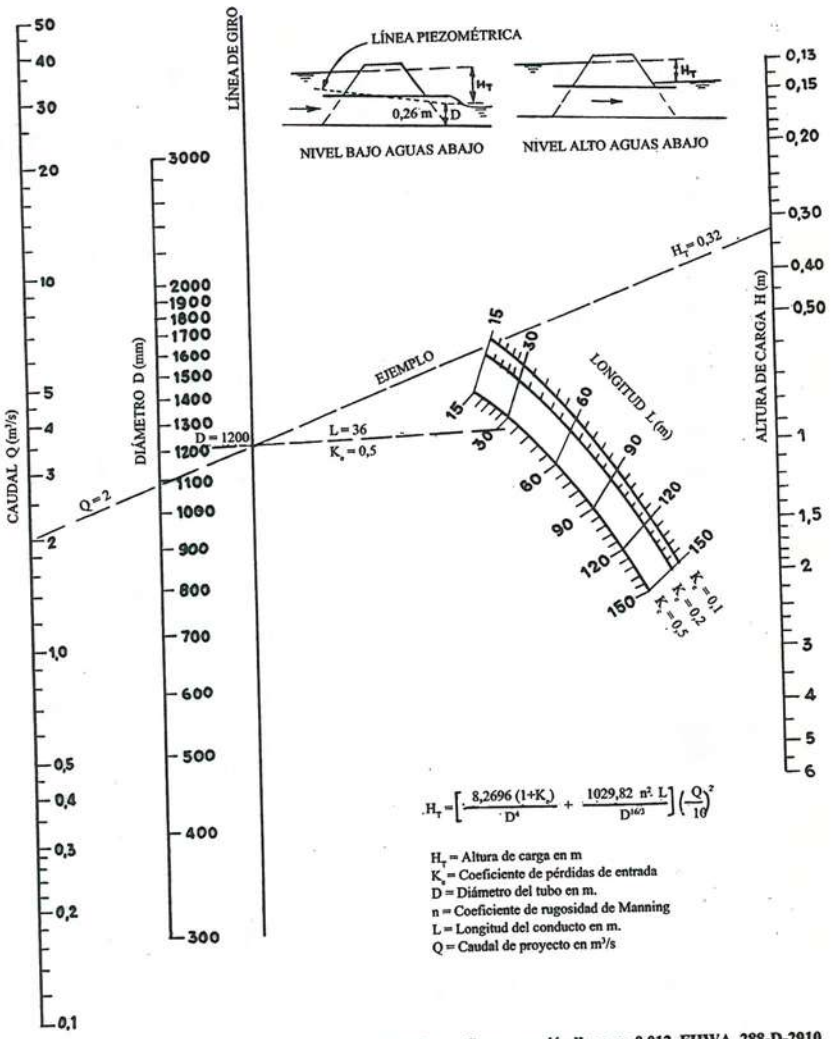


Figura B-8 –Ábaco para el cálculo de la carga necesaria para desaguar un caudal dado en tuberías de metal corrugado, con control en la entrada. FHWA. 288-D-2909.

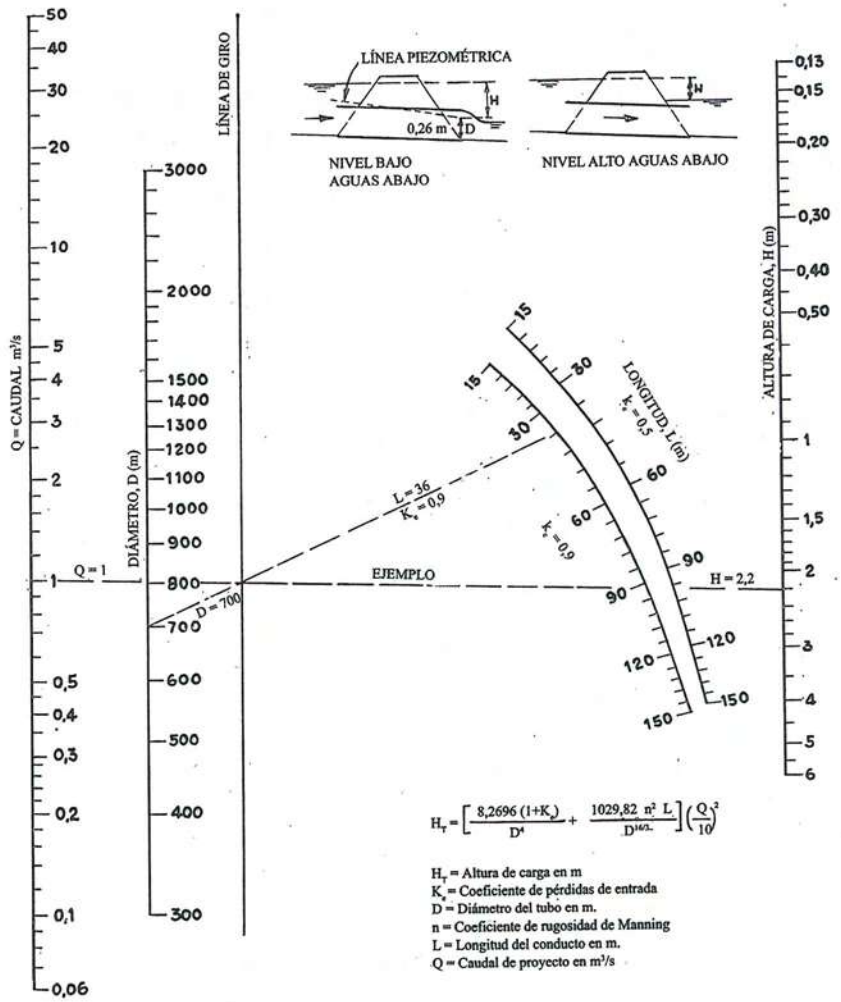
UDHCONECTA.COM



$$H_T = \left[\frac{8{,}2696\,(1+K_e)}{D^4} + \frac{1029{,}82\,n^2\,L}{D^{16/3}}\right]\left(\frac{Q}{10}\right)^2$$

H_T = Altura de carga en m
K_e = Coeficiente de pérdidas de entrada
D = Diámetro del tubo en m.
n = Coeficiente de rugosidad de Manning
L = Longitud del conducto en m.
Q = Caudal de proyecto en m³/s

Figura B-9 –Altura de carga para una tubería de hormigón que fluya a sección llena, n=0,012. FHWA. 288-D-2910.



$$H_T = \left[\frac{8{,}2696\,(1+K_e)}{D^4} + \frac{1029{,}82\,n^2\,L}{D^{16/3}}\right]\left(\frac{Q}{10}\right)^2$$

H_T = Altura de carga en m
K_e = Coeficiente de pérdidas de entrada
D = Diámetro del tubo en m.
n = Coeficiente de rugosidad de Manning
L = Longitud del conducto en m.
Q = Caudal de proyecto en m³/s

Figura B-10 –Altura de carga para una tubería de metal corrugado a sección llena, n=0,024. FHWA. 288-D-2911.

UNIVERSITAT DE LLEIDA BIBLIOTECA ETSEA

UDHCONECTA.COM

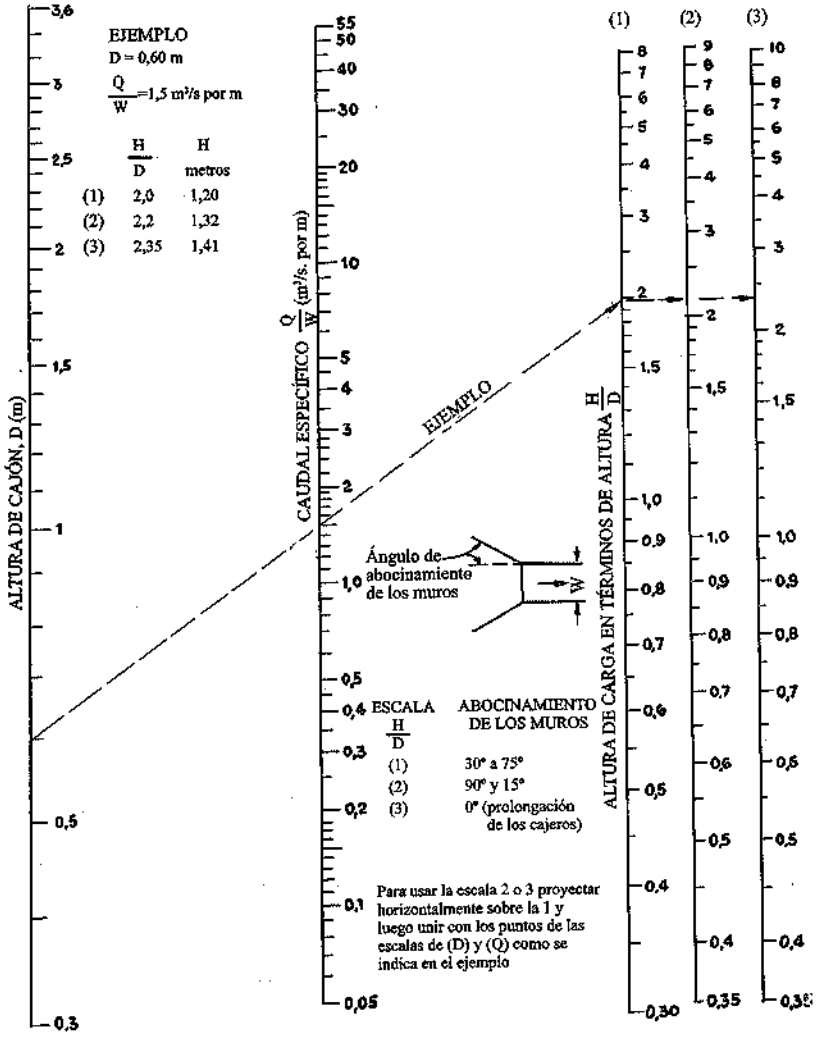


Figura B-11 –Altura de carga para conductos en cajón con control de entrada. FHWA. 288-D-2912.

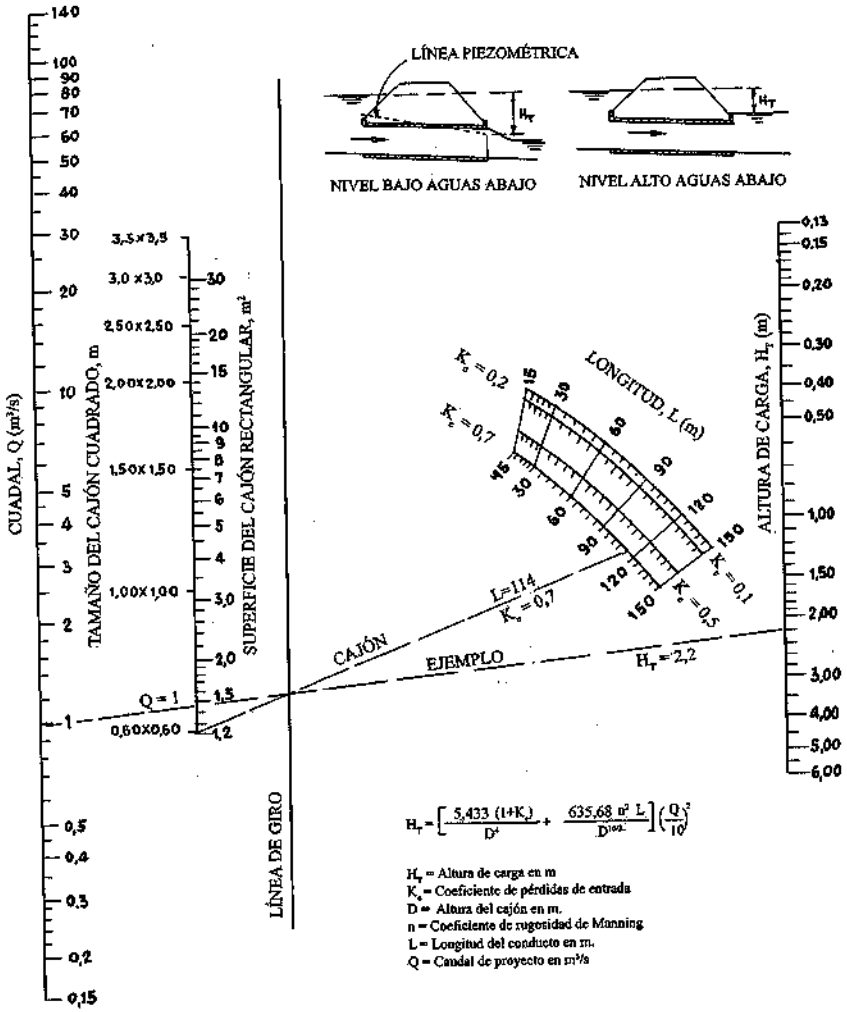


Figura B-12 –Altura de carga para un cajón de hormigón que fluya a sección llena, n=0,013. FHWA. 288-D-2913.

UDHCONECTA.COM

B.4. Resalto Hidráulico.

El resalto hidráulico es una elevación abrupta en el nivel del agua que puede producirse en un canal abierto cuando se retiene el agua que está circulando a gran velocidad. La fórmula del resalto hidráulico, se obtiene igualando las fuerzas exteriores, que actúan en la masa de agua, con el incremento de la cantidad de movimiento. La fórmula general para esta relación es:

$$v_1^2 = g\frac{a_2\bar{y}_2 - a_1\bar{y}_1}{a_1\left(1-\frac{a_1}{a_2}\right)} \qquad (46)$$

v_1=velocidad antes del resalto.

a_1 y a_2=áreas antes y después del resalto.

$\bar{y}_1$ e $\bar{y}_2$ =las profundidades desde la superficie del agua hasta el centro de gravedad de las secciones transversales.

La fórmula general en términos de caudal es:

$$Q^2 = g\frac{a_2\bar{y}_2 - a_1\bar{y}_1}{\frac{1}{a_1}-\frac{1}{a_2}} \qquad (47)$$

o bien: $\frac{Q^2}{g\,a_1} + a_1\bar{y}_1 = \frac{Q^2}{g\,a_2} + a_2\bar{y}_2 \qquad (48)$

En un canal rectangular, la ecuación (46) se puede reducir a $v_1^2 = \frac{g\,d_2}{2\,d_1}(d_2 + d_1)$, donde d_1 y d_2 son los calados antes y después del resalto. Despejando d_2:

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{2v_1^2 d_1}{g} + \frac{d_1^2}{4}} \qquad (49)$$

Expresando d_1 en términos de d_2 y v_2:

$$d_1 = -\frac{d_2}{2} + \sqrt{\frac{2v_2^2 d_2}{g} + \frac{d_2^2}{4}} \qquad (50)$$

En la figura B-15 se incluye una solución gráfica de la ecuación (49).

Si se sustituye el número de Froude $F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g d_1}}$

en la ecuación (49) se tiene:

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2}\sqrt{8F_1^2 + 1} - 1 \qquad (51)$$

La figura B-13, muestra una representación gráfica del resalto hidráulico. La figura B-14, da la relación entre las propiedades hidráulicas del resalto y el número de Froude, según se ha obtenido mediante datos experimentales. Los datos son para resaltos sobre fondo plano sin dados en la salida, pantallas o umbrales finales. Habitualmente puede acortarse la longitud del resalto utilizando alguno de estos dispositivos en el diseño de un cuenco amortiguador determinado.

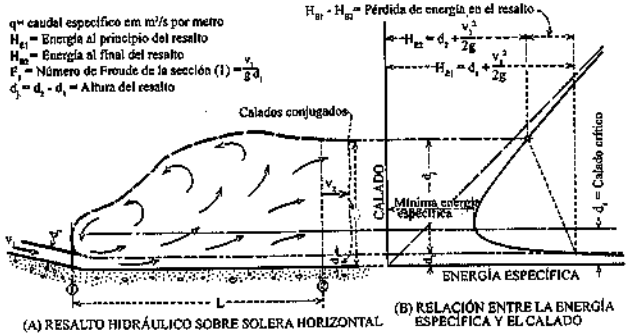


Figura B-13.-Símbolos y características de un resalto hidráulico. 288-D-2557

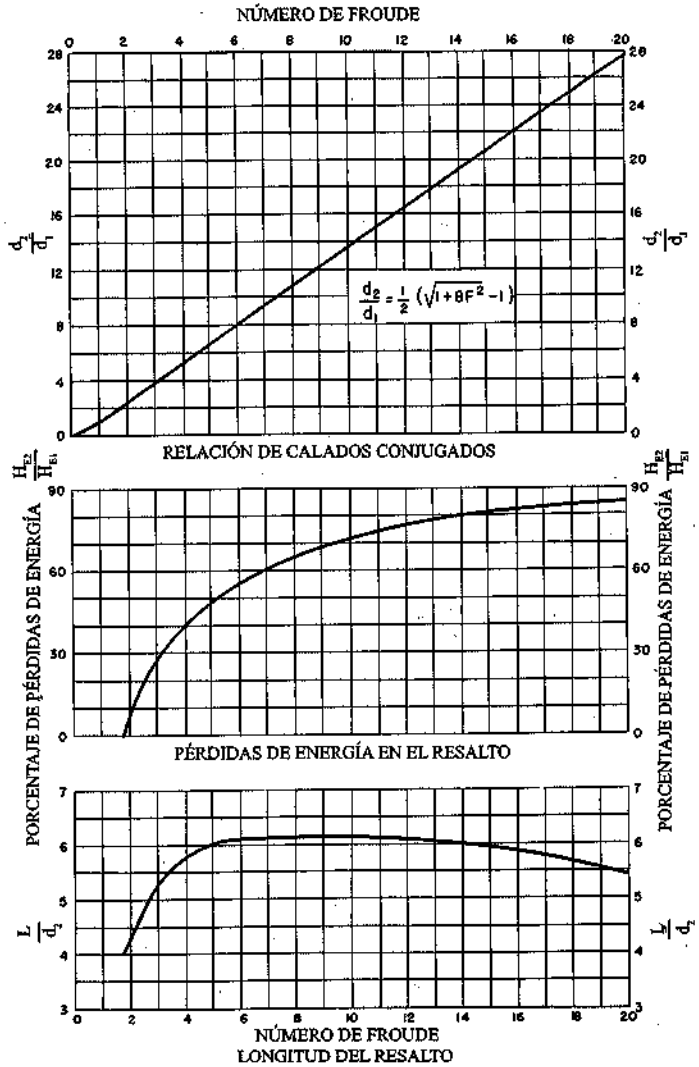


Figura B-14.-Relación de las características del resalto con el número de Froude. 288-D-2558.

UDHCONECTA.COM

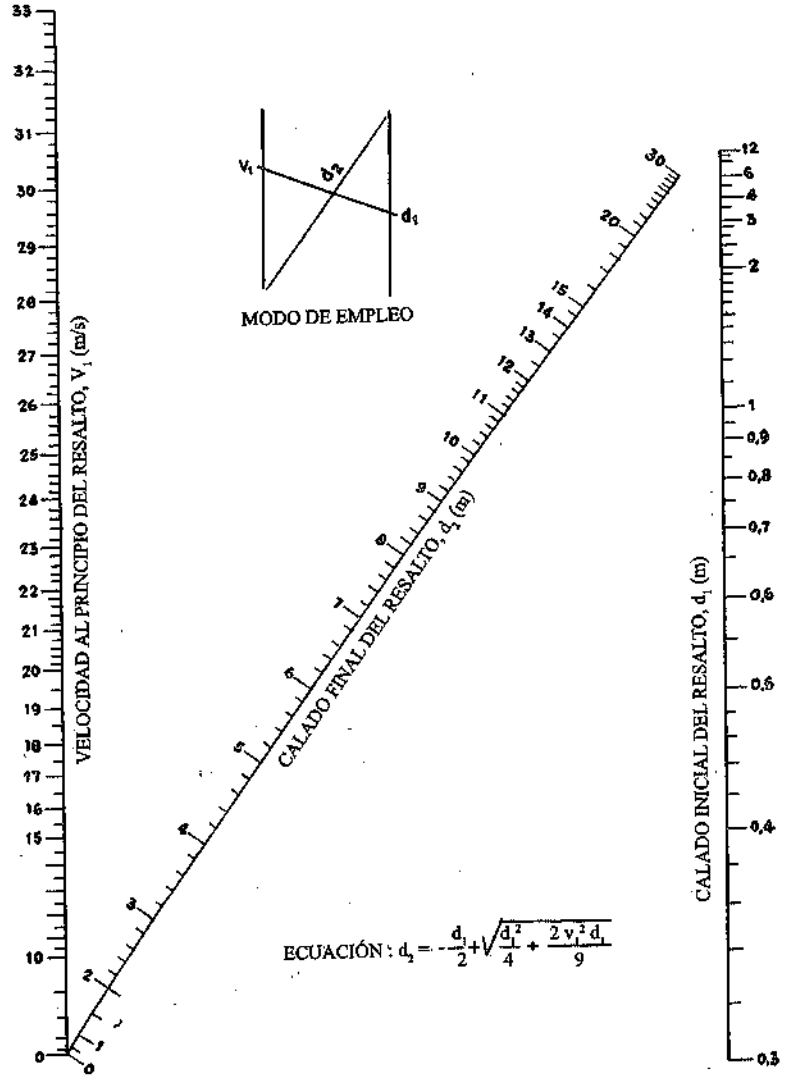


Figura B-15.-Relación entre variables en el resalto hidráulico. 288-D-2559.

B. FLUJO EN CANALES NATURALES

B.5. Generalidades.

Esta parte del apéndice presenta brevemente la teoría hidráulica y el análisis del flujo en una corriente natural, en cuanto se refiere al proyecto de pequeñas presas. Este análisis está directamente dirigido a establecer la curva de capacidad (relación alturas-caudales) y el perfil de la superficie del agua. Uno de los usos más frecuentes de la curva así obtenida es la determinación de las condiciones de aguas abajo para el proyecto de los cuencos amortiguadores.

Las condiciones hidráulicas expuestas a partir de aquí solamente incluye regímenes de corriente permanentes y no uniformes. Se dice que el régimen de una corriente es permanente cuando el caudal es el mismo a lo largo de todas las secciones del canal y permanece constante en el tiempo. Se dice que es no-uniforme cuando la pendiente de la superficie del agua es distinta de la del fondo del cauce, produciendo una corriente acelerada o decelerada. Generalmente ambas son las características de los cauces naturales. Los flujos pueden discurrir únicamente por la parte principal del cauce del río, pero generalmente, existen bancadas o llanuras de inundación para diseñar las descargas.

Se dan sugerencias sobre los procedimientos adecuados para obtener un grupo de datos de campo con los que se puedan definir cada uno de los componentes de la fórmula de Manning o del teorema de Bernoulli que se utilizan en los cálculos hidráulicos. La exactitud de los resultados depende de la forma de obtener datos de campo representativos de las condiciones hidráulicas predominantes y de sus análisis realizados con hipótesis e interpretaciones razonables. Una aproximación de 0,15 metros es un límite razonable para el cálculo del nivel del agua, en caso de caudales bajos. El grado de precisión para descargas altas que afecten a las bancadas es del orden de 0,30 metros. La pérdida de precisión en las condiciones de flujo en las bancadas es debida principalmente a la dificultad de definición del valor de *n* en las bancadas y a las distancias del flujo entre secciones.

B.6. Obtención de datos.

(a) *Datos de Caudales.*-Los caudales registrados en las estaciones de aforos del U. S. Geological Survey (USGS) proporcionan una información valiosa para el análisis hidráulico. Un chequeo de los artículos del USGS sobre suministros hídricos y de las publicaciones anuales sobre las disponibilidades de agua para cada estado, indicarán cuáles son los datos de caudales utilizables para cada estación. La descripción detallada de las estaciones de medición puede obtenerse de publicaciones del U. S. Geological Survey (USGS) [9].[B-1]

En muy pocas ocasiones la ubicación de la presa estará situada cerca de una estación de aforos. La curva de gastos o aforo de una estación puede adaptarse a una sección transversal cerca del lugar de ubicación de la presa si las condiciones hidráulicas del tramo entre el lugar de ubicación y la estación son sensiblemente uniformes. No debe de superar a 300 metros la distancia entre el lugar de ubicación y la estación de aforo para poder extrapolar razonablemente dicha curva. Los cambios bruscos de la pendiente del lecho del río, las dimensiones de la sección transversal y de los valores de *n*, rompen la uniformidad del tramo y en consecuencia, reducen la aproximación al usar la curva correspondiente a la estación de aforos en otro punto.

[B-1] (N.T). En España los datos de aforo están disponibles en publicaciones del Centro de Estudios Hidrográficos.

UDHCONECTA.COM

b) *Mapas Topográficos y Fotografías Aéreas.* Los mapas topográficos y las fotografías aéreas, si están disponibles, proporcionan una información útil para el estudio de la curva de gastos o el cálculo del perfil del nivel del agua. Para estudios aproximados las propiedades hidráulicas de la corriente, en el lugar de ubicación de la presa, pueden determinarse para una sección transversal trazada sobre un mapa topográfico. Se ha incluido un ejemplo en la sección B-8 indicando la forma en la que se ha realizado. El plano topográfico es útil también para estudios relacionados con el cálculo del perfil de la superficie del agua donde pueda utilizarse para situar una serie de secciones transversales aguas abajo de la presa. Las distancias entre estas secciones deben ser medidas en el plano.

También pueden utilizarse fotografías aéreas para ayudar a elegir la situación de las secciones transversales. Además, los coeficientes *"n"* pueden estimarse observando la cobertura vegetal de la zona y la forma de meandro del río.

c) *Trabajos de campo.*-El trabajo de campo necesario para definir las dimensiones de una sección transversal es, generalmente, muy sencillo y poco costoso. Esencialmente el procedimiento consiste en estacionar un nivel en línea con la sección transversal y realizar mediciones con sondas y miras en puntos diversos a lo largo de esta sección. Normalmente, las cotas se toman a lo largo del "thalweg" (puntos más bajos del lecho del río) o sobre la superficie del agua (deben tomarse fotos a intervalos desde la orilla a lo largo del cauce) para definir la pendiente que debe utilizarse en la fórmula de Manning; será suficiente con tomar unas distancias de 60 a 90 metros aguas arriba y aguas abajo de la sección transversal. Los datos para la sección transversal es suficiente que tengan una aproximación de 3 centímetros. Sin embargo, en la determinación del perfil longitudinal de la superficie del agua es necesaria una aproximación de 3 milímetros para cauces con pendientes casi planas. En las medidas de las distancias horizontales 25 centímetros es la precisión adecuada en las coordenadas de la sección transversal

Si se deben calcular los perfiles de la superficie del agua para una determinación más exacta de la curva de gasto, se necesitarán una serie de secciones transversales aguas abajo de la presa. Las secciones deben estar separadas una distancia tal que la diferencia de altura del agua entre ellas no supere los 60 cm y una diferencia de altura total de aproximadamente 2,5 a 3 metros en el tramo de estudio

Se pueden emplear las marcas de aguas altas para definir la pendiente de la superficie del agua. Las mediciones de campo de estas marcas deben hacerse inmediatamente después de que se haya producido una avenida de suficiente magnitud como para producir marcas fácilmente identificables. En la sección siguiente se da un ejemplo de su utilización para el cálculo de pendiente-área.

d) *Determinación de los valores de* "*n*".-La elección de los valores de *"n"*, para su utilización en la fórmula de Manning, requiere una importante apreciación personal. La tabla B-6, incluye los valores medios de *"n"* para cauces en distintas condiciones. La tabla B-7 presenta un método para calcular un valor medio de *"n"* considerando sistemáticamente todos los factores de que depende.

Las publicaciones siguientes pueden servir como guía para la elección del adecuado valor de *"n"*:

1. "Hydraulic and Excavation Tables", Bureau of Reclamation, eleventh edition,1957, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C.

2. "Handbook of Hydraulics", King, H. "W. and Brater, E. F., sixth edition, 1976, McGraw-Hill, New York, N.Y.

3. "Hydrologic and Hydraulic Analyses, Computation of Backwater Curves in River Channels", Part CXIV, ch. 9, Engineering Manual, Civil Works Construction, May 1952, Department of the Army, Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers.

4. "Open Channel Hydraulics", Chow, Ven Te, 1959, McGraw-Hill, New York, N.Y.

5. "Flow of Water in Irrigation and Similar Canals", Scobey, F. C., Bureau of Agricultural Engineering, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C., February 1939.

6. "Design Criteria for Interrelated Highway and Agricultural Drainage and Erosion Control", Tentative ASAE Recommendation, Agricultural Engineers Yearbook, 1958, American Society of Agricultural Engineers.

7. "Roughness Characteristics of Natural Channels", Water Supply Paper 1849, U.S. Department of the Interior, Geological Survey, 1967.

B.7. *Método Pendiente Área para Calcular el Caudal.*

El método pendiente-área se utiliza en principio para determinar el caudal de una corriente a partir de datos específicos de campo. Por otra parte, si se conoce el caudal este método puede utilizarse para calcular el valor de *"n"*. Los procedimientos de campo necesarios para obtener los datos precisos incluyen:

1. Elección de un tramo representativo del cauce: (a) La longitud del tramo del río deberá ser al menos 75 veces el calado medio del cauce.
   (b) El desnivel del tramo deberá ser igual o mayor que la energía de velocidad o al menos 15 centímetros.
2. Definición de secciones transversales:
   (a) Se recomiendan un mínimo de tres secciones transversales.
3. Medición del perfil longitudinal del nivel del agua por medio de las marcas observadas:
   (a) Elevación media en ambas bancadas para cada sección.
4. Selección de un adecuado coeficiente de rugosidad *"n"*.

Con estos datos se puede determinar el caudal por la fórmula de Manning

$$Q = \frac{1}{n} a\, r^{2/3} s^{1/2} \qquad (52)$$

donde:

Q = caudal en m^3/s,
n = coeficiente de rugosidad,
a = sección transversal del cauce en m^2,
r = radio hidráulico en m,
s = pendiente de energía.

Este procedimiento relaciona factores tales como el área, radio hidráulico y n, para calcular el valor de K_d, para cada sección; estando definido por la ecuación:

$$K_d = \frac{a r^{2/3}}{n} \qquad (53)$$

De las ecuaciones (52) y (53) puede verse que:

$$Q = K_d s^{1/2} \qquad (54)$$

La ecuación de Manning fue desarrollada para condiciones de flujo uniforme, pero es aceptado que esta ecuación es también válida para tramos rectos no uniformes característicos de cauces naturales, si el gradiente de energía es modificado para reflejar solo las pérdidas debidas a la fricción del contorno. La figura B-16 es un esquema de dos secciones área–pendiente, partiendo de ella se puede escribir la ecuación de energía:

$$Z_2 + d_2 + h_{v2} = Z_1 + d_1 + h_{v1} + h_f + k(\Delta h_v) \qquad (55)$$

Donde:

Z=elevación del fondo del canal,

d=calado del agua,

h_v=altura de velocidad = $\frac{\alpha V^2}{2g}$,

h_f=energía perdida por fricción con el contorno,

Δh_v=altura de velocidad aguas arriba menos altura de velocidad aguas abajo, y

$k(\Delta h_v)$=energía perdida debido a la aceleración o deceleración en una contracción o expansión del cauce.

UDHCONECTA.COM

Tabla B-6.-Coeficientes de rugosidad de cauces en condiciones normales.

Valor de *n*	*Características del cauce*
0,016-0,017	Cauces naturales y uniformes de tierra, sin vegetación, con cauce recto.
0,020	Cauces naturales y uniformes de tierra, sin vegetación, con curvas suaves en planta.
0,0225	Cauce de tamaño medio, bien construidos, en tierra y en buenas condiciones.
0,025	Pequeños cauces en tierra en buen estado, o grandes cauces en tierra con alguna vegetación sobre las márgenes o piedras diseminadas en el lecho del cauce.
0,030	Cauces de tierra con vegetación abundante. Corrientes naturales con simples alineaciones y sección casi constante. Grandes cauces de avenidas, bien conservados.
0,035	Cauces en tierra cubiertos con vegetación pequeña. Cauces de avenidas limpios pero no conservados continuamente.
0,040-0,050	Corrientes de montaña sobre piedras sueltas. Ríos con sección variable y con vegetación media sobre las orillas. Canales de tierra con vegetación acuática tupida.
0,060-0,075	Ríos con cauce sin apenas tramos rectos y secciones transversales muy obstruidas por pequeños árboles, arbustos o vegetación acuática.
0,100	Ríos con cauce y sección transversal irregulares moderadamente obstruidas por pequeños árboles y arbustos. Ríos de alineación y sección transversal casi regular pero muy obstruidos por pequeños árboles y arbustos.
0,125	Ríos con cauce irregular y sección transversal, cubierta con vegetación, troncos y ocasionalmente densas manchas de arbustos y arbolillos, algunos troncos y árboles caídos.
0,150-0,200	Ríos con cauce muy irregular y sección transversal con muchas raíces, árboles, arbustos, grandes troncos y otros obstáculos sobre el fondo, árboles cayendo continuamente sobre el cauce debido a la socavación de las márgenes.

Tabla B-7.-Método para calcular el valor de "n" para un cauce dado
(Utilizado por el U. S. Conservation Service)

Pasos.

1. Suponer un "*n*" básico.
2. Factor modificador de "*n*" por la rugosidad y el grado de irregularidad.
3. Factor modificador de "*n*" por la variación del tamaño y forma de la sección.
4. Factor modificador de "*n*" por obstrucciones tales como depósitos de hojas, tocones, troncos caídos y raíces.
5. Factor modificador de "*n*" por la vegetación.
6. Factor modificador de "*n*" por los meandros.
7. Sumar los valores de 1 a 6.

Ayuda para la selección de valores de "n".

1. Valores básicos de *"n"* recomendados.

Cauces en tierra	0,010	Cauces en grava fina	0,014
Cauces en roca	0,015	Cauces en grava gruesa	0,028

2. Factores recomendados para el grado de irregularidad.

Suave	0,000	Moderada	0,010
Pequeña	0,005	Grande	0,020

3. Factores recomendados para los cambios en forma y tamaño de la sección transversal.

Gradual	0,000	Frecuente	0,010 a 0,015
Ocasional	0,005		

4. Factores recomendados para las obstrucciones, como raíces, tocones, etc.

Efecto despreciable	0,000	Efecto apreciable	0,030
Efecto pequeño	0,010	Efecto importante	0,060

5. Factores recomendados para la vegetación.

Efecto pequeño	0,005 a 0,010	Efecto importante	0,025 a 0,050
Efecto medio	0,010 a 0,025	Efecto grande	0,050 a 0,100

6. Factores recomendados para el valor del meandreo del cauce.
   L_s = Longitud del tramo recto. L_m = Longitud del tramo con meandros

L_m/L_s	n
1,0-1,2	0,000
1,2-1,5	0,15 veces n_4
>1,5	0,30 veces n_4

Siendo n_4=factores 1 + 2 + 3 + 4 + 5.

Sumando $Z+d$ se obtiene la elevación de la superficie del agua, h, y la ecuación (55) puede escribirse:

$$h_2 + h_{v2} = h_1 + h_{v1} + h_f + k(\Delta h_v) \qquad (56)$$

La pendiente de fricción puede ahora calcularse según:

$$s = \frac{h_f}{L} = \frac{\Delta h + \Delta h_v - k(\Delta h_v)}{L} \qquad (57)$$

donde Δh es la diferencia de la altura de la superficie del agua entre las dos secciones y L es la longitud del tramo.

La descarga en el tramo puede calcularse utilizando la pendiente de fricción y la media geométrica del coeficiente de capacidad de las secciones transversales:

$$Q = \sqrt{K_{d_1} \cdot K_{d_2} \cdot s} \qquad (58)$$

La altura de velocidad (hv) se calcula en cada sección como

$$h_v = \frac{\alpha V^2}{2g} \qquad (59)$$

donde V es la velocidad media en la sección y α es el coeficiente de altura de velocidad. El valor de α se asume que es 1 si la sección no está subdividida. El valor de α en un cauce subdividido se calcula como

$$\alpha = \frac{\sum \left(K_{d_i} / a_i^2 \right)}{K_{d_T}^3 / a_T^2} \qquad (60)$$

donde el subíndice i se refiere al transporte o área de una subsección individual y T al área o transporte de la sección total.

La energía perdida en contracción-expansión de un cauce en un tramo se asume que es igual a la diferencia de alturas de velocidad entre las dos secciones (Δh_v) afectado por un coeficiente k. El valor de k puede ser cero para tramos con contracción y 0,5 para tramos con expansión, según el U.S. Geological Survey [10].

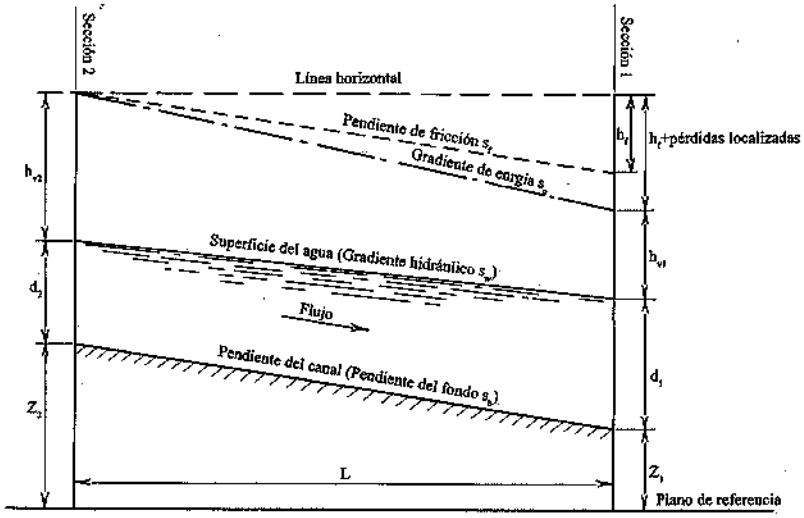


Figura B-16.-Energía del flujo de un cauce abierto. 288-D-2827

UDHCONECTA.COM

El valor de Δh_v se calcula como la altura de velocidad aguas arriba menos la altura de velocidad aguas abajo, por ello la pendiente de fricción usada en la ecuación de Manning se calcula algebraicamente como:

$$s = \frac{\Delta h + (\Delta h_v / 2)}{L} \text{ (cuando } \Delta h_v \text{ es positivo)} \quad (61)$$

y

$$s = \frac{\Delta h + \Delta h_v}{L} \text{ (cuando } \Delta h_v \text{ es negativo)} \quad (62)$$

La U.S. Geological Survey publicación [10] contiene la ecuación del caudal calculado por el método de la pendiente-área a partir de las ecuaciones básicas. La ecuación general y la ecuación para dos secciones del tramo se presenta a continuación.

Dos secciones:

$$Q = K_{d_1} \sqrt{\frac{\Delta h}{\frac{K_{d_1}}{K_{d_2}} L + \frac{K_{d_1}^2}{2gA_1^2}\left[-\alpha_2\left(\frac{A_1}{A_2}\right)^2 (1-k) + \alpha_1 (1-k)\right]}} \quad (63)$$

donde:

Q = descarga total

A = área total de la sección transversal

Múltiples secciones (n= número de secciones):

$$Q = K_{d_1} \sqrt{\frac{\Delta h}{X + Y}} \quad (64)$$

donde:

$$X = K_{d_1}^2 \frac{L_{[n-(n-1)]}}{K_{d_n} K_{d_{(n-1)}}} + K_1^2 \frac{L_{[(n-1)-(n-2)]}}{K_{d_{(n-1)}} K_{d_{(n-2)}}} + \ldots$$

$$\frac{K_{d_1}^2 L_{3-2}}{K_{d_3} K_{d_2}} + \frac{K_{d_1}^2 L_{2-1}}{K_{d_2} K_{d_1}}, y$$

$$Y = \frac{K_{d_1}^2}{A_1^2 2g}\left[-\alpha_n\left(\frac{A_1}{A_n}\right)^2 \left(1 - k_{n-(n-1)}\right) + \right.$$

$$\alpha_{n-1}\left(\frac{A_1}{A_{n-1}}\right)^2 \left(k_{(n-1)-(n-2)} - k_{n-(n-1)}\right) +$$

$$\alpha_{n-2}\left(\frac{A_1}{A_{n-2}}\right)^2 \left(k_{(n-2)-(n-3)} - k_{(n-1)-(n-2)}\right) + \ldots +$$

$$\left. \alpha_2\left(\frac{A_1}{A_2}\right)^2 \left(k_{2-1} - k_{3-2}\right) + \alpha_1 \left(1 - k_{2-1}\right)\right]$$

Usando los datos obtenidos de la publicación del USGS [10] (ver figuras B-17, B-18 y B-19) se utiliza el siguiente procedimiento para calcular el caudal de descarga. El coeficiente (K_d), el coeficiente de altura de velocidad para cada sección (α) y el coeficiente de área compensada (K_w) de cada subárea están calculados y tabulados en la forma mostrada en la figura B-20. Se puede notar que los subíndices están en el orden inverso del que se usa en el esquema definido y en las fórmulas de descarga. Posteriormente, usando las fórmulas dadas en los dos apartados anteriores se calcula directamente el caudal descargado para cada una de las subáreas de las dos secciones. Los valores calculados serán probablemente diferentes para cada subtramo. De este modo, empleando la descarga correcta como el valor "asumido" en la tabla, se completa para cada subtramo el cálculo de la energía, pendiente y descarga "de cálculo". La descarga "de cálculo" debe coincidir exactamente con el valor "asumido" si todos los cálculos se han realizado correctamente.

Empleando la ecuación de múltiples secciones, el valor final de la descarga puede ser en ese caso calculado para todo el tramo. Después de determinar este valor, se emplea para calcular las descargas en las subsecciones para secciones subdivididas, las velocidades correspondientes, y las velocidades medias para todas las secciones. Los cálculos se introducen en las dos columnas de la derecha de la tabla de la figura B-20.

Snake Creek cerca de Connell, Washington Avenida de 21 de febrero de 1956

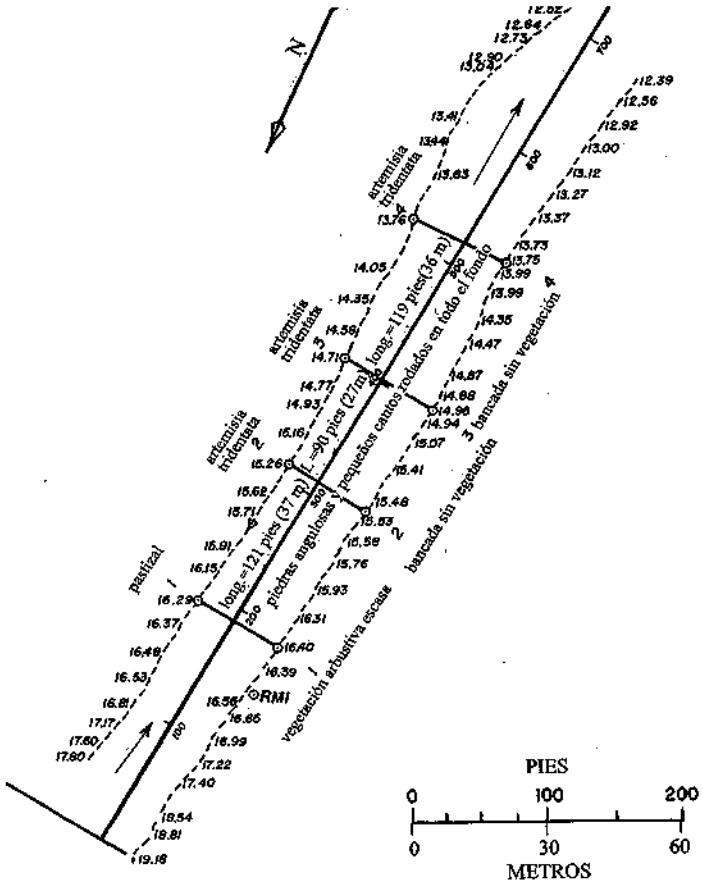


Figura B-17.-Ejemplo del cálculo pendiente-área, vista en planta del tramo. 288-D-2828.

UDHCONECTA.COM

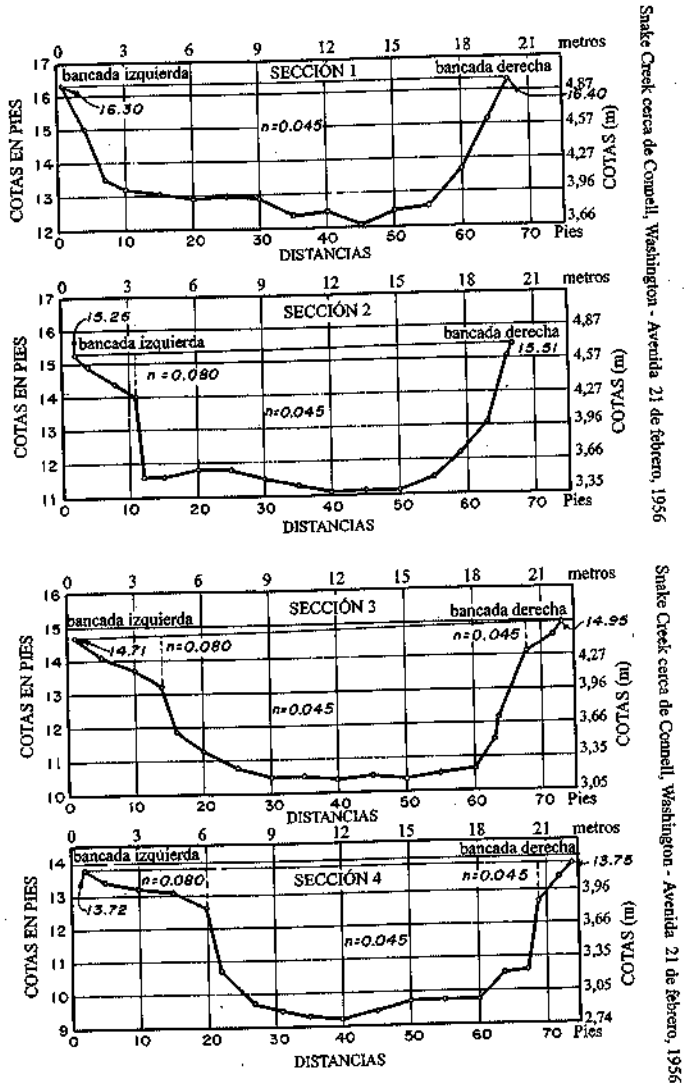


Figura B-18.- Ejemplo del cálculo pendiente-área, secciones trasversales. 288-D-2829.

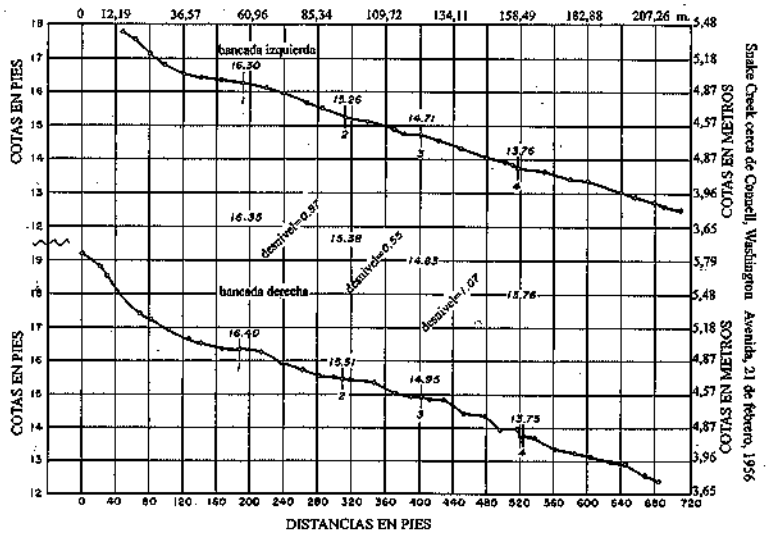


Figura B-19.- Ejemplo del cálculo pendiente-área, perfil de aguas altas. 288-D-2830.

Los errores más burdos pueden reconocerse a menudo si las velocidades difieren mucho de las previstas basadas en la inspección del canal después de la avenida.

Se debe realizar una comprobación de las condiciones críticas o supercríticas en cada sección. Este tema será analizado en detalle mas adelante en la sección B-9.

Si se conoce el caudal, se puede utilizar un análisis similar para encontrar el valor apropiado de *n* a asignar a las secciones del cauce. Será necesario utilizar el método de prueba error.

B.8. Desarrollo de la Curva de Gasto.[16]

(a) *Método Aproximado.*-Los datos de campo necesarios para el trazado de la curva de gasto son similares a los usados en el análisis de la sección anterior. Deben determinarse las propiedades hidráulicas de la sección considerada. Los datos incluyen la geometría de la sección transversal, fondo del canal o pendiente de la superficie del agua y asignación del valor (valores) de *"n"* para el área afectada.

Cuando la economía o el tiempo del proyecto no permiten tomar medidas detalladas de campo, la curva debe realizarse a partir de otros tipos de datos que puedan utilizarse. Se puede utilizar un plano topográfico para determinar la sección transversal y el posible perfil del lecho del cauce. Otras fuentes de información, como fotografías, pueden proporcionar datos para la selección del valor de *"n"*.

[16] N.T. En el presente apartado se han mantenido las unidades originales (sistema inglés) en los gráficos, planos y ejemplos de carácter informativo.

UDHCONECTA.COM

UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR
GEOLOGICAL SURVEY
WATER RESOURCES DIVISION

9-193
Slope-area measurement
December 1960

File _____
Meas. No. _____

Slope-area measurement of Snake Creek near Coppell Wash
(Miscellaneous site) for flood of Feb. 21, 1956

Reach between sections	1-2	2-3	3-4
Length of reach (L), ft	121	90	119
Fall in reach (Δh), ft	0.97	0.55	1.07

Gage height, ____ ft
Discharge, 1,380 cfs
Drainage area, 1.15 sq mi

SECTION PROPERTIES

Section	n	1.486/n	a	r	$r^{2/3}$	$K=\frac{1.486}{n}ar^{2/3}$	K^3/a^2	α	q	v
1 Sta. 1-67	.045	33.0	208	3.09	2.12	14,550		1.00	1,380	6.64
									9	1.31
2 2-11	.080	18.6	6.1	.68	.77	90	0.196		1,370	6.75
11-67	.045	33.0	203	3.47	2.29	15,340	876			
			209.1			15,430	876 .196	1.04		
							842			
3 1-14	.080	18.6	10.0	.77	.84	160	.410		19	1.90
14-68	.045		2.12	3.83	2.45	17,140	1122		1,360	6.92
68-73	.045		2.6	.51	.64	50	.185		4	1.54
			224.6			17,350	1182 .593	1.08		
							1035			
4 2-20	.080	18.6	11.1	.62	.73	150	.274		13	1.17
20-69	.045		193	3.79	2.43	15,480	996		1,360	7.05
69-74	.045		2.8	.55	.67	60	.275	1.10	4	1.43
			206.9			15,690	996 .549			
							901			

Weighted conveyance[4] (K_W). 1-2 14,930 2-3 16,260 3-4 16,500

COMPUTATION OF DISCHARGE

Reach	Assumed Q	5 h_v	6 Δh_v	7 h_f	$s=h_f/L$	$s^{1/2}$	Computed Q $=K_W s^{1/2}$
1-2	1,330	Upstr. .656 Downstr. .635	-.019	0.951	0.00786	0.0887	1,330
2-3	1,320	Upstr. .645 Downstr. .580	.065	.582	.00647	.0804	1,320
3-4	1,460	Upstr. .770 Downstr. .855	-.142	.928	.00780	.0883	1,460

[3] DISCHARGE (by formula) 1,380 cfs or _____

FORMULAS

2 $\alpha = \Sigma (K^3/a^2) \div K^3_{total}/A^2_{total}$
3 $q = Q\ (K/K_{total})$
4 $K_W = \sqrt{K_{Upstr.} \times K_{Downstr.}}$
5 $h_v = \alpha\, v^2/2g$
6 $\Delta h_v = $ Upstr. h_v − Dwnstr. h_v
7 When Δh_v is positive, $h_f = \Delta h + \frac{1}{2}\Delta h_v$
When Δh_v is negative, $h_f = \Delta h + \Delta h_v$

Summary of factors influencing measuring conditions (floodmarks, surge, scour, fill, channel configuration, angle of flow, selection of n, etc.):

Sheet No. 11 of 13 Sheets. Prepared by E.A.S. Date 3-19-56 Checked by E.A.P. Date 5-14-56

Figura B-20.- Ejemplo del cálculo pendiente-área, Caudal. 288-D-2831.

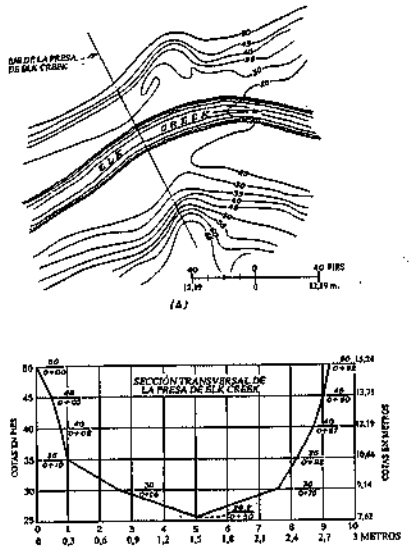


Figura B-21.- Planta y sección del emplazamiento de la presa de Elk Creek. 288-D-2832.

Las figuras B-21, B-22 y la tabla B-8, muestran la preparación de una curva de gasto utilizando un plano topográfico. El método mostrado es también aplicable si la sección transversal del cauce se obtiene de un trabajo de campo. En primer lugar se sitúa el eje de la presa en el plano topográfico disponible del área, como se muestra en (A) de la figura B-21. La sección transversal (B) ha sido obtenida escalando las distancias entre las curvas del plano. El punto más bajo del lecho del cauce se establece por interpolación entre las curvas de nivel. La pendiente media del fondo del cauce se ha obtenido de las medidas escaladas del plano, midiendo las distancias entre las curvas de nivel que cortan el cauce. El valor de "*n*" igual a 0,030 ha sido seleccionado partiendo de observaciones de campo en las que se verificó la existencia de una vegetación muy densa en un cauce de alineación casi recta. Los cálculos se realizaron según se indica en la tabla B-8.

El método del coeficiente de capacidad explicado anteriormente, se ha utilizado en los cálculos. De las propiedades hidráulicas de la sección y de "*n*" igual a 0,030, se calculó el coeficiente K_J para diversas cotas. Estos valores se multiplicaron por la raíz cuadrada de la pendiente media del fondo para calcular el caudal. En la figura B-22, se muestra la curva de capacidad resultante de los cálculos.

b) *Método del perfil de la superficie del agua.* En los estudios en que se necesiten unas curvas más exactas pueden trazarse los perfiles de la superficie del agua para distintos rangos de caudales. Los cálculos en estos estudios son más complicados y requieren una serie de secciones transversales aguas abajo del lugar de emplazamiento de la presa.

Se han desarrollado varios métodos [1, 7, 8], para calcular los perfiles de la superficie del agua; sin embargo este apartado se ha limitado al método A del Bureau of Reclamation. Este método es utilizable en canales irregulares que tienen varias zonas de distinta rugosidad e importantes variaciones en la geometría de la sección transversal.

Tiene la limitación que los flujos en las distintas zonas entre secciones son de la misma longitud para todas las zonas de distinta rugosidad. Otros métodos [7, 8] deberán ser utilizados para considerar distancias variables en las distintas zonas.

En el método A se deben seleccionar varias secciones transversales aguas abajo de la ubicación de la presa. La selección de la localización de las secciones transversales es probablemente el factor más importante para la preparación de un buen estudio. Las secciones deben colocarse de tal modo que el área media, el radio hidráulico, y los valores de *n* de cualquiera de las dos secciones sean representativas del tramo de cauce entre ellas. Aquellos canales que sean anchos y estrechos alternativamente deben situar las secciones en puntos anchos y estrechos para poder definir las condiciones medias. Se debe prestar especial atención en colocar una sección en

UDHCONECTA.COM

cada punto con cambio en el régimen o un punto de control como un estrechamiento natural o un puente. Las secciones transversales deben ser inspeccionadas y divididas de acuerdo con sus características de rugosidad (n). Debe seleccionarse un mínimo de cinco secciones transversales, con una diferencia de cota menor de 60 cm entre ellas.

Hacemos referencia de nuevo a la figura B-16 y las ecuaciones hidráulicas básicas presentadas en la sección B-7. La ecuación (54) puede despejarse resultando en:

$$s_f = \left(\frac{Q}{K_d}\right)^2 \qquad (65)$$

donde K_d es el coeficiente de capacidad total del canal principal y las áreas de las bancadas.

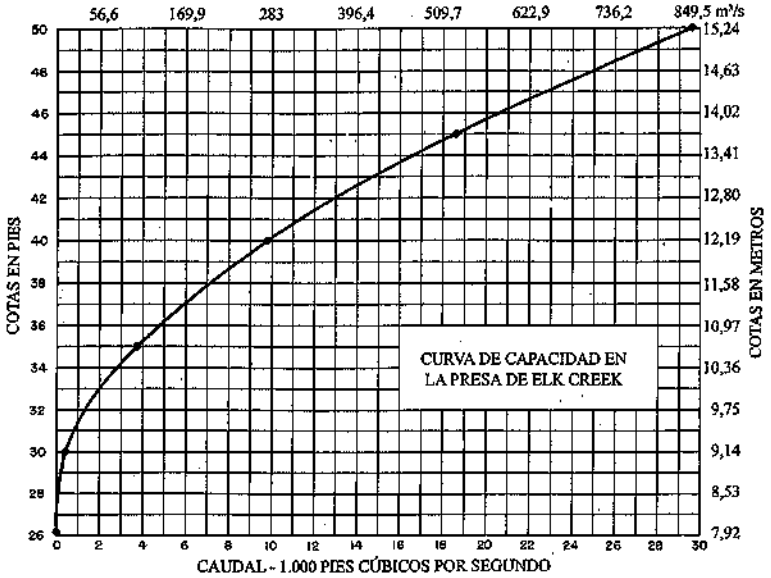


Figura B-22.- Curva de capacidad de la presa de Elk Creek . 288-D-2560.

Ahora la descarga en cada subdivisión de la sección transversal será determinada como sigue:

$$Q = K_d\, s_f^{1/2} \qquad (66)$$

y

$$Q_s = K_{d_s}\, s_f^{1/2} \qquad (67)$$

donde:

Q= descarga total

s_f= pendiente del gradiente de fricción

K_d= coeficiente total

y Q_s y K_{ds}= correspondientes a los elementos parciales de descarga y coeficiente de capacidad de las subdivisiones consideradas.

Dividiendo una ecuación por la otra

$$\frac{Q}{Q_s} = \frac{K_d}{K_{d_s}}$$

y despejando Q_s:

$$Q_s = \frac{Q \cdot K_{d_s}}{K_d} \qquad (68)$$

La altura de pérdida de fricción, h_f, se determina por la media de las pendientes de fricción calculadas en las secciones 1 y 2 y multiplicándolas por la longitud como sigue:

$$h_f = L\left(\frac{s_{f_1} + s_{f_2}}{2}\right) \qquad (69)$$

La energía de velocidad hv se obtiene por medio de los pesos ponderados utilizando los caudales parciales que circulan en cada subdivisión de la sección transversal. La velocidad se calcula en cada zona con la ecuación Vs = Qs /as, donde as es el área de cada subzona. La pérdida de velocidad resulta de la siguiente ecuación:

$$h_v = \frac{\sum\left(V_s^2 Q_s\right)}{2gQ} \qquad (70)$$

Se puede indicar que de esta ecuación se obtienen los mismos resultados que de la ecuación (59).

Tabla B-8.-Cálculos de la curva de capacidad de la Presa de Elk Creek.

Datos: n=0,030 S_b=pendiente media del fondo=0,00395

$$C = \frac{1}{n} = 33{,}33\, S_b^{1/2} = 0{,}0628$$

Altura (m)	a (m²)	P (m)	R (m)	$r^{2/3}$	C	K_d	$sb^{1/2}$	Q (m³/s)
7,99	0	0	0	0	0	0	0	0
9,14	8,8	15.4	0,57	0,69	33,33	39,1	0,0628	13
10,67	37,2	22.9	1,62	1,38	33,33	118,8	0,0628	108
12,19	70,0	26.7	2,62	1,90	33,33	207,0	0,0628	279
13,72	107,8	30.2	3,56	2,33	33,33	310,7	0,0628	527
15,24	149,6	34.0	4,39	2,68	33,33	429,5	0,0628	841

El método A se desvía ligeramente en este punto del método pendiente-área ya que un coeficiente 0,1 se usa para determinar las pérdidas de remolino en los tramos con contracción. Un coeficiente de 0,5 se usa también para calcular las pérdidas en los tramos con expansión.

El siguiente ejemplo muestra el procedimiento utilizado para calcular la curva de capacidad por el método A.

(1) Se han seleccionado, en la figura B-23, siete secciones numeradas del 1 al 7 y sus propiedades geométricas se han determinado en trabajos de campo.

(2) Se han calculado las curvas de área y radio hidráulico para cada sección transversal, similar a una de las presentadas en la figura B-24. Se observará que se dibuja una curva por separado para cada subsección.

(3) Se calcula el coeficiente K_d para cada sección transversal similar al mostrado en la figura B-25.

(4) Se calcula la curva de capacidad para la sección de aguas abajo, sección 1 (fig. B-26), por el método aproximado descrito en la sección B-8(a) de este apéndice.

(5) La superficie del perfil del agua ha sido calculada para varios caudales con el objeto de definir la curva de capacidad. Los cálculos mostrados en la tabla B-9 son para Q=11100 pies cúbicos por segundo (314,3.m³/s).

(6) La sección 1 es el punto de inicio del cálculo del perfil. La elevación inicial, 5714,0 (1741,627 m) en la columna 2, se ha tomado de la curva de la figura B-26. Los valores del área, en la columna 3, se han obtenido de la curva de áreas de la sección 1 (no mostrada). La distancia entre las secciones 1 y 2 se ha colocado en la columna 4 y el valor de K_d se ha leído de la curva elevaciones-coeficiente

UDHCONECTA.COM

K_d de la sección 1 (no mostrada) para la elevación 5714,0 (1741,627 m).

(7) Posteriormente, el valor de s_f se ha obtenido de la sección 1 utilizando la ecuación (65).

(8) El valor de Q, ha sido calculado para cada subsección de la sección 1 usando la ecuación (68).

(9) La velocidad en cada subsección ha sido calculada usando $V=Q/A$, y los valores V^2Q calculados y colocados en la columna 11 y totalizados.

(10) El valor de h_v ha sido obtenido para la sección 1 utilizando la ecuación (70).

(11) La elevación 5714,0 (1741,627 m) se ha repetido en la columna 17.

(12) Un tanteo de la elevación de la superficie del agua se coloca en la columna 2 para la sección 2 y se repiten los pasos 6 y 7 basándose en los datos de la sección 2.

(13) Se calcula la pendiente media de fricción para cada tramo como la media de las pendientes de fricción calculadas para las secciones 1 y 2.

(14) La pérdida de fricción h_f entre las secciones 1 y 2 se obtiene multiplicando la pendiente media de fricción por la distancia L.

(15) Se repiten los pasos 8, 9 y 10 para los datos de la sección 2.

(16) Se sitúa en la columna 13 la diferencia algebraica de diferencia de velocidad. La altura de velocidad aguas arriba se resta del valor aguas abajo.

(17) Las pérdidas por turbulencia se asume que son 0,1 y 0,5, del valor absoluto de la diferencia de alturas de velocidad debidas a contracción y expansión, respectivamente. De este modo, si el Δh_v es −1,0 pie (-0,305 m) la pérdida de turbulencia es 0,5 pies (0,152 m) y si Δh_v es +1,0 pie (+0,305 m) la pérdida por turbulencia es 0,1 pie (+0,030 m). El valor de las pérdidas por turbulencia se sitúa en la columna 14.

(18) La pérdida total es igual a la pérdida por fricción más la pérdida por turbulencia. El valor de ΔH es la suma algebraica de las pérdidas totales y el cambio en la altura de velocidad.

(19) La elevación de la superficie del agua, en la columna 17, es la suma de la elevación de la superficie del agua en la sección 1 y de ΔH. Si la altura de la superficie del agua calculada en la columna 17 coincide con la elevación supuesta en un intervalo de un décimo de pie (3 cm), se ha completado el cálculo y se puede iniciar el proceso para la siguiente sección hacia aguas arriba.

Cuando se ha calculado un número suficiente de perfiles, se puede desarrollar una curva de capacidad a partir de las elevaciones del agua resultantes en cualquier sección dada. Este método resulta más fiable que el método aproximado descrito anteriormente, pues si la primera sección no reproduce las condiciones medias hidráulicas del cauce, se van produciendo correcciones al seguir con los perfiles aguas arriba. Esto se puede demostrar cambiando la elevación inicial en la primera sección y calculando un nuevo perfil. Se encontrará que un cambio considerable en el calado inicial de la sección 1 resultará en una diferencia mucho menor en el calado determinado para la sección 7.

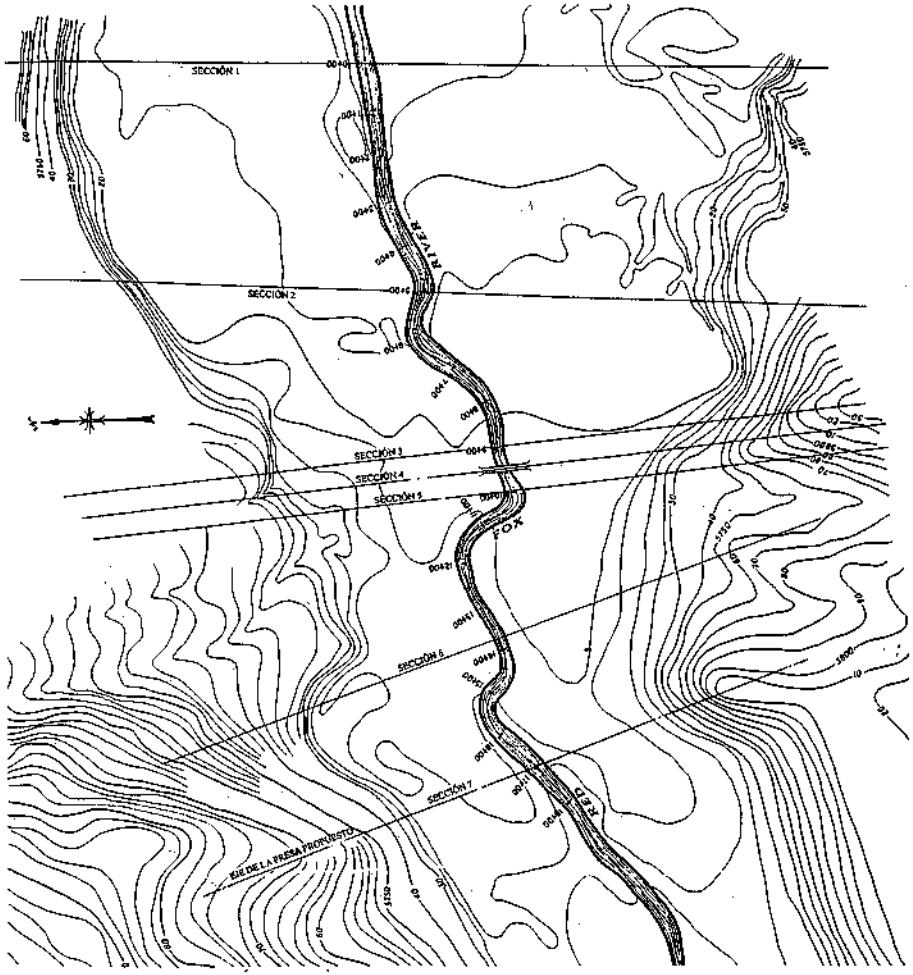


Figura B-23.- Sección transversal usada para establecer la curva de capacidad por el método A. 288-D-2833.

UDHCONECTA.COM

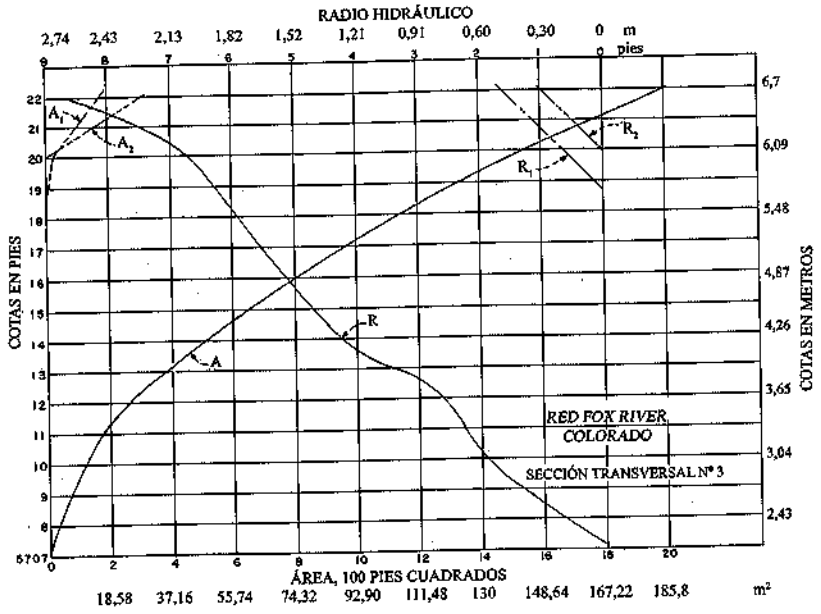


Figura B-24.- Curvas de área y radio hidráulico-Sección 3- Red Fox River. 288-D-2834.

B.9. Régimen Crítico.

El estudio hidráulico de la corriente en cauces abiertos, se hace mucho más complejo cuando pueden producirse condiciones críticas en algún punto del tramo del río considerado. Las condiciones del flujo crítico pueden observarse normalmente en las secciones de "control" del cauce. Estos controles ocurren en zonas donde existe un cambio importante en la sección transversal, originando una constricción al flujo. Estos estrechamientos pueden ser naturales o artificiales, como es el caso de los puentes. Otra causa puede ser el de un cambio significativo en la pendiente del fondo. Los vórtices, remolinos, corrientes transversales y ondas estacionarias son algunos de los indicativos característicos de las condiciones de flujo crítico. Una visita de campo del tramo a estudiar debe de incluir la situación de cualquier sección crítica.

En aquellos casos en que la velocidad resulte muy alta, se debe comprobar si ésta excede la velocidad crítica. Esto resulta cierto si el calado ha sido determinado por el método aproximado o por balance energético. La ecuación (14) de este apéndice:

$$V_c = \sqrt{\frac{ag}{T}} \qquad (14)$$

puede emplearse para determinar la velocidad crítica, y cuando la velocidad para el calado obtenido excede la crítica, puede asumirse que existe una sección de control.

Se pueden utilizar otros métodos para comprobar el caudal crítico, pero no se

discuten aquí ya que se basan en formas diferentes de analizar la ecuación (7):

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{a^3}{T} \qquad (7)$$

Cuando la altura del agua es mayor que el calado crítico a lo largo del tramo de estudio y no parece evidente la existencia de un punto de control a una distancia relativamente cercana aguas abajo del mismo, los perfiles de la superficie del agua calculados resultan aceptables. Si se localiza un punto de control aguas abajo del tramo, este tramo debe extenderse hasta dicho control, y los cálculos deben comenzar en este punto. Si el punto de control se halla dentro del tramo de estudio, se ha de determinar el calado crítico y recomenzar el cálculo de perfiles a partir de la altura crítica. En la mayoría de cauces, las condiciones de régimen supercrítico tienen lugar generalmente en las proximidades de una sección de control.

Las consideraciones anteriores incluyen el análisis del régimen crítico aplicado al cálculo de la superficie del agua mediante perfiles. Puede ser preciso crear una curva de capacidad crítica para una sección de control que se localice en una presa o cerca de ésta. En este caso, las velocidades críticas se calculan mediante la ecuación (14) multiplicadas por el área a fin de determinar la descarga. Esto se repite para varias elevaciones y se traza la curva de calado crítico frente a descarga.

Resulta aconsejable considerar sólo la parte central del canal en secciones subdivididas, ya que las áreas laterales tienden a bajar la velocidad media de la sección y no representan las velocidades que se alcanzan en el canal.

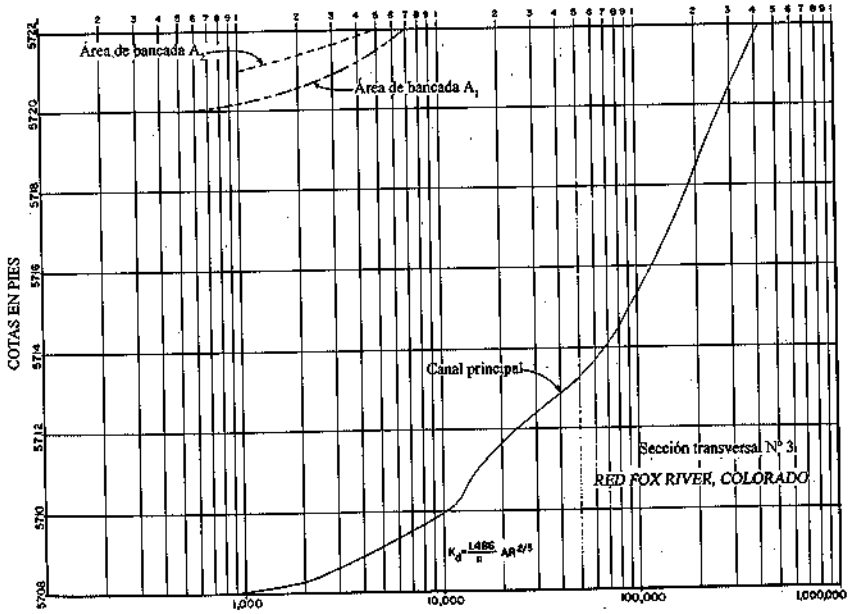


Figura B-25.- Curvas de capacidad (Kd)-sección 3- Red Fox River. 288-D-2835.

UDHCONECTA.COM

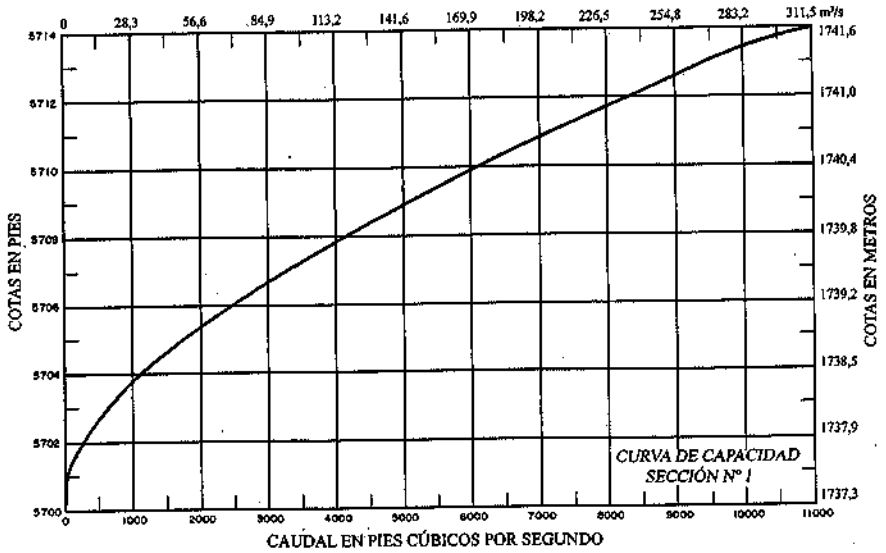


Figura B-26.- Curva de capacidad – sección 1. 288-D-2836.

B.10. Aplicaciones con ordenador.

Los necesarios tanteos prueba-error de las ecuaciones de balance de energía obligan a un proceso iterativo que es oportuno resolver con aplicaciones en ordenadores. El Bureau of Reclamation ha usado muchos programas de ordenador para calcular el perfil de la lámina de agua; no obstante todos ellos se basan en el método del balance de energía y difieren solo en su grado de sofisticación.

Table B-9.—Water surface profile computations—Method A. 288-D-2859.

WATER SURFACE PROFILE COMPUTATIONS – METHOD A

SUBJECT: _____ DATE: _____ CHECKED BY: _____ DATE: _____ SHEET _____ OF _____

COMPUTED BY: _____

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
STATION	Assumed Water Surface Elev.	Area a	Dist. L	$K_g = \frac{1.486}{n} r_g^{2/3}$	$s_f = \left(\frac{Q}{K_g}\right)^2$	Mean s_f	Mean $s_f L$ $\bar{s}_f L$	Q	v	$v^2/2g$	h_v	$h_{v_1} - h_{v_2}$	Eddy Loss	Total Loss	ΔH	W.S. El.
Section 1	5713.0	598		325,000				10,700	18.0	5,160,000						
		102		5,350				400	6.68	1,730						
				229,190	0.00735			11,100		5,161,730	4.85					5715.0
			500													
Section 2	5720.9	863		230,000				5,960	6.90	276,000						
		1,370		350,000				4,570	3.32	29,000						
		1,992		28,000				600	0.30	224						
		1,500		43,000				1,320	0.75	690						
				636,000	0.000671	0.00401	2.00	11,330		306,906	0.43	+3.52	0.44	8.84	6.86	5720.86
			400													
Section 3	5721.2	3,832		360,000				11,000	6.00	396,000						
		113		2,900				70	0.61	26						
		105		1,280				30	0.26	6						
				161,950	0.00108	0.000887	0.35	11,100		396,038	0.45	-0.19	0.07	0.52	0.29	5721.35
			100													
Section 4	5721.2	3,300		158,000	0.00703	0.00903	0.30	11,100	8.48		1.13	-0.57	0.02	0.57	0.06	5721.29
			100													
Section 5	5722.1	1,081		220,000	0.00359	0.00575	0.21	11,100	6.60		0.68	+0.35	0.05	0.68	0.07	5722.01
			400													
Section 6	5722.0	1,008		179,000				10,900	10.7	1,650,000						
		130		3,350				190	1.46	805						
		80		161				10	0.90	3						
				177,561	0.00393	0.00528	1.11	11,100		1,650,808	1.75	-1.07	0.18	1.89	0.19	5722.84
			500													
Section 7	5725.3	844		126,000				10,900	12.9	1,640,000						
		98		1,500				110	1.12	198						
		200		3,800				190	2.25	2,146						
				131,200	0.00916	0.00553	2.77	11,100		1,642,344	2.30	-0.55	0.28	3.05	2.50	5725.35

C. BIBLIOGRAFÍA

B.11. Bibliografía.

[1] King, H. W., and Brater, E. F., "Handbook of Hydraulics," 6th edition, McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, N.Y., 1976.

[2] Chow, Ven Te., "Open Channel Hydraulics," McGraw- Hill Book Co., New York, N.Y., 1959.

[3] Streeter, V. L., "Fluid Mechanics," 4th edition, Mc-Graw-Hill Book Co., New York, N.Y. 1966.

[4] Rouse, Hunter, "Engineering Hydraulics," John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y. 1950.

[5] "Friction Factors for Large Conduits Flowing Full," Engineering Monograph No. 7, Bureau of Reclamation, 1977.

[6] Bureau of Reclamation, "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators," Engineering Monograph No. 25, May 1984.

[7] "Guide for Computing Water Surface Profiles," Bureau of Reclamation, November 1957.

[8] "Hydrologic and Hydraulic Analyses-Computation of Backwater Curves in River Channels," Engineering Manual, Department of the Army, Corps of Engineers, pt. CXIV, ch. 9, May 1952.

[9] "Techniques of Water-Resources Investigations," Book 3, Chapters A6, A7, A8, U.S. Geological Survey, 1968.

[10] Dalrymple, Tate, and Benson, M.A., "Measurement of Peak Discharge by the Slope-Area Method," Techniques of Water Resources Investigations of the U.S. Geological Survey-ch. A2, U.S. Department of the Interior, Geological Survey, 1967.

[11] "Water Measurement Manual," Bureau of Reclamation, Second edition, revised reprint, 1984.

UDHCONECTA.COM

Apéndice C.
Datos para el Proyecto de Estructuras

C.1. Introducción.

Este apéndice presenta los datos relativos al proyecto concreto de las estructuras hidráulicas auxiliares de hormigón en las pequeñas presas. Se supone que el lector está familiarizado con el cálculo del hormigón armado o que consultará otros textos para buscar información de este tema. La mayor parte de este apéndice se refiere al proyecto de las conducciones de hormigón armado que se utilizan en aliviaderos o desagües y que atraviesan el terraplén de una presa de tierra o pasan por debajo de ella.

C.2. Presiones del Terreno sobre un Muro de Contención.

La figura C-1 presenta un método para obtener el empuje activo del terreno sobre muros de contención cuando se conocen las propiedades del material de relleno que está por detrás de él. Estas curvas están basadas en la teoría de Coulomb, de presión del terreno contra muros de contención [1][17]. Al aplicar la teoría de Coulomb, se ha supuesto que el ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro, es igual a cero. El efecto de la cohesión ha sido omitido porque su contribución es incierta y relativamente despreciable en muchas situaciones [2]. Pueden encontrarse en muchos textos cometarios detallados y metodologías disponibles para determinar la presión del suelo y para el diseño de muros de contención [1, 2, 3, 4, 5].

[17] Los números en corchete hacen referencia a la numeración de la bibliografía (sec. C.7))

C.3. Cargas Sísmicas sobre Muros de Contención.

El proyecto de muros de contención puede incluir además de las cargas estáticas el efecto de cargas dinámicas y del agua. Los sismos producen aceleraciones a las estructuras que pueden incrementar significativamente las cargas efectivas. Los valores de las aceleraciones utilizadas en el proyecto se seleccionan en base a la proximidad de grandes fallas, registros de sismos, área geológica, y en función de la estructura. En general en el diseño con sismo está permitido una mayor tensión admisible y una reducción del coeficiente de seguridad. Un comentario sobre los procedimientos generales y los métodos que pueden ser utilizados en el diseño con sismo se puede encontrar en "Design Criteria for Concrete Retaining Walls" [2].

C.4. Presiones Admisibles sobre la Cimentación de la Estructura.

La tabla C-1 sugiere los valores de las presiones admisibles para la cimentación de las estructuras auxiliares de pequeñas presas. Estos valores se han obtenido evaluando la información disponible en distintas publicaciones [1, 2, 6, 7] que tratan sobre los problemas particulares de las estructuras hidráulicas, y pueden ser utilizados cuando no haya ensayos de laboratorio que definan la resistencia a compresión y a cortante del material. Las cargas admisibles enumeradas son generalmente menores que las dadas en las normas oficiales de construcción; exceptuando las gravas, cuyos valores varían más bien con la densidad y consistencia relativa de suelos sin o con cohesión, respectivamente, que con el grupo de la clasificación de suelos a que pertenecen.

UDHCONECTA.COM

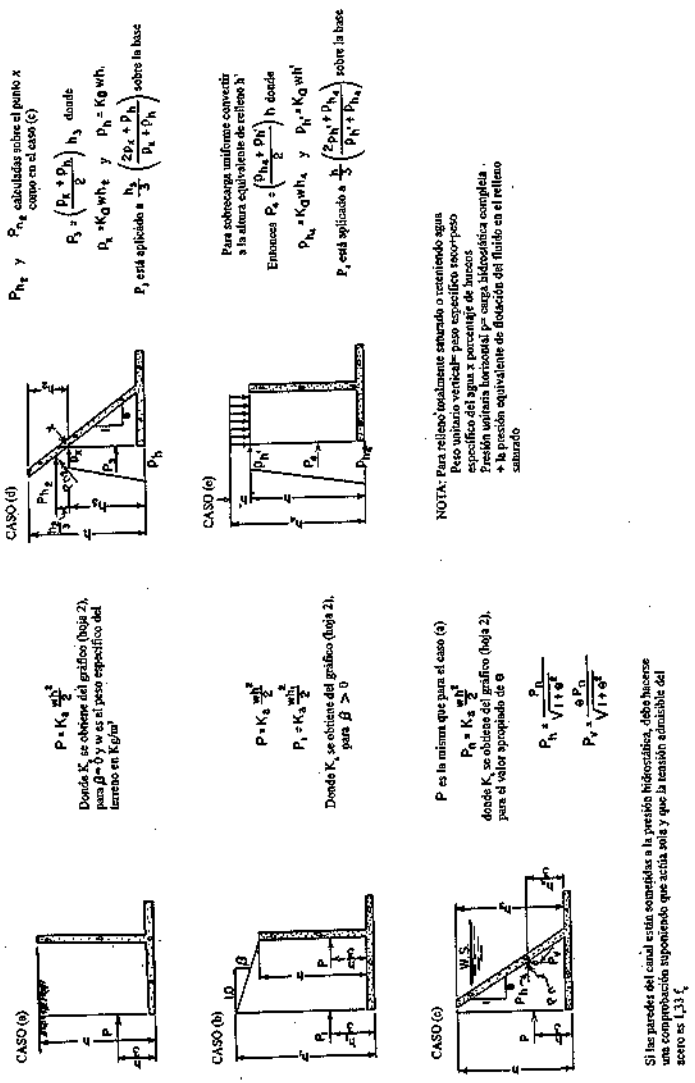


Figura C-1.- Empujes de tierra sobre muros de contención. (Hoja 1 de 2)

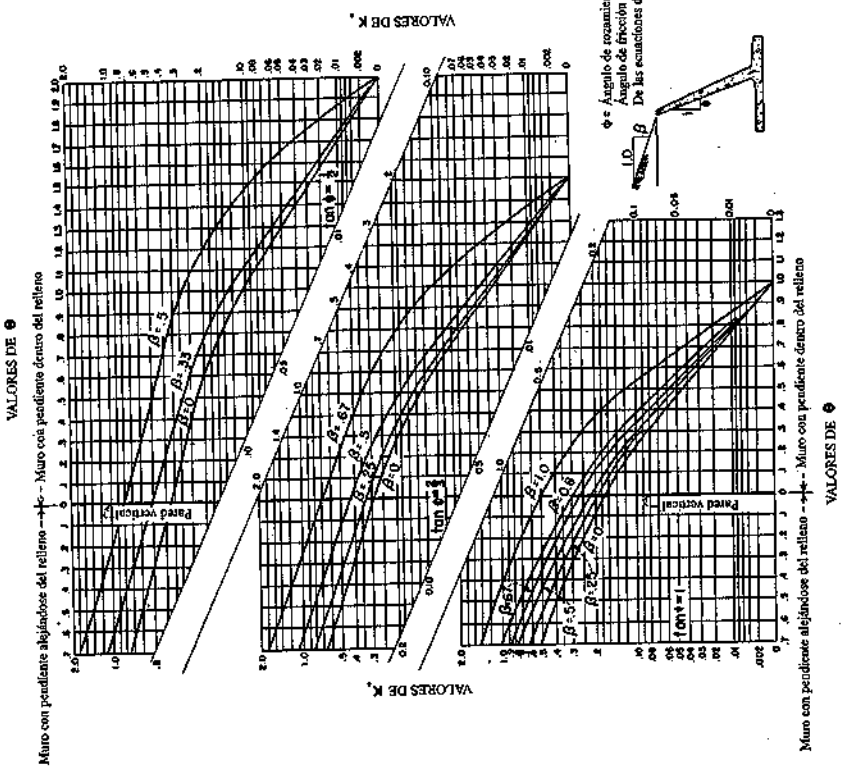


Figura C-1.- Empujes de tierra sobre muros de contención. (Hoja 2 de 2)

UDHCONECTA.COM

Tabla C-1 Presiones admisibles recomendadas en cimentación de estructuras accesorias de pequeñas presas.

Material	Condición, densidad relativa o consistencia relativa	Valores de penetración media Standard en suelos de grano fino		Presiones admisibles en Kg/cm²
		Presión efectiva en recubrimiento en Kg/cm²	Número de golpes por 30 cm	
Masas rocosas ígneas, metamórficas o sedimentarias	Sana (pocas fisuras)			65
Rocas duras estratificadas como la pizarra	Sana (pocas fisuras)			43
Desechos de roca de cualquier tipo excepto pizarra (la pizarra deteriorada se considera como si fuese arcilla)				11
Grava (GW, GP, GM, GC)				4 a 6
Arcilla				3 a 5
Arenas no cohesivas (SW,SP)	Suelta	0 1,4 2,8	4 12 17	(2)
	Media	0 1,4 2,8	4 a 8 12 a 24 17 a 40	1 a 2
	Densa	0 1,4 2,8	8 24 40	2 a 4
Arenas saturadas[1] cohesivas, limos y arcillas (SM, SC, ML, CL, MH, CH)	Blanda Media Firme Dura		4 4 a 10 11 a 20 20	0,25 0,5 1,0 1,5

[1] Estos valores son para cimentaciones que están casi o totalmente saturadas durante el periodo de construcción. El valor de la presión puede aumentarse en un tercio si la cimentación está relativamente seca, cumpliéndose el criterio de la figura 6-34 para "no se necesita tratamiento".
[2] Requiere compactación.

C.5. *Tuberías Prefabricadas de Hormigón.*

(a) *Generalidades.*- Cuando se utilizan tuberías prefabricadas de hormigón para desagües de fondo (o para aliviaderos), que atraviesan el terraplén de la presa o pasen bajo ella, deben estar apoyadas en una solera de hormigón como muestra la figura C-2. El objetivo principal de la solera de hormigón es impedir la filtración a lo largo de la parte inferior de la tubería, donde es difícil conseguir un lecho de tierra perfectamente compactado. Por esa razón, la solera de hormigón debe ser construida a la vez o después de que la tubería esté en su posición final.

Otro objetivo de la base de hormigón es proporcionar un "ángulo de solera" de 90º para el hormigón prefabricado. Esto se comenta en más detalle en el subapartado (b).

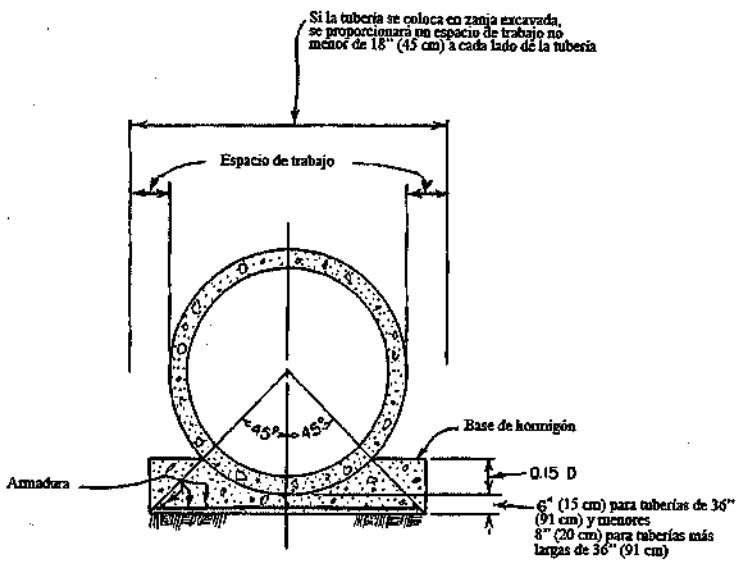


Figura C-2.- Tubería de hormigón prefabricada, sobre una base de hormigón para un desagüe debajo o a través de una presa de tierra.

Hay que colocar anillos de corte para prevenir la filtración a lo largo de la tubería. Estos anillos pueden ser idénticos a los utilizados en los conductos de hormigón fabricado "in situ", estudiados en la sección 10.21 (b).

Las juntas en una tubería de hormigón prefabricado se deben colocar con juntas de goma, como se muestra en la figura 10.25. Para conseguir una mayor flexibilidad en el caso en que se presenten asientos debidos a la carga impuesta por el terraplén de la presa, las tuberías con juntas tipo R-3 y R-4 deben de ser instaladas con un espacio mínimo de 0,5 cm y máximo de 1,5 cm entre el final de la losa inferior y la superior.

(b) *Proyecto de una Tubería Prefabricada de Hormigón.*-Cuando se utiliza una tubería prefabricada de hormigón en los desagües de fondo, debe de estar proyectada para resistir las presiones internas, las cargas impuestas por el terraplén de la presa o una combinación de ambas en algunos casos. Las cargas del terraplén suelen estimarse de acuerdo con la teoría de Marston descrita en la sección 10.21(d). La tubería prefabricada de hormigón se ha de suponer que es completamente rígida. En la determinación de las cargas con fines de proyecto, la hipótesis de voladizo es la más desfavorable.

Habrá también que tener en cuenta las variaciones de densidad y de asientos entre la cimentación y el terraplén. Es conveniente recordar que, incluso cuando el terreno natural y el dique tengan la misma densidad, los asientos en el terraplén de la presa serán mayores que en la cimentación.

UDHCONECTA.COM

Las tuberías prefabricadas de hormigón y la armadura se deben de proyectar de acuerdo con las fórmulas de este apartado y utilizando los métodos de diseño de carga máxima, con un factor de carga 1,8 y sin considerar el refuerzo de la compresión. Para asegurar la estanqueidad, debe de ser calculado un caso hipotético de rotura causada por la carga hidrostática, y la tensión unitaria en el hormigón no debe de exceder de los valores siguientes:

Carga hidrostática, metros (pies)	f_s debido sólo a la carga, t/m^2 (lb/in^2)
0 a 15,2 (0 a 50)	11.250 (16.000)
15,3 a 22,8 (50,1 a 75)	9.850 (14.000)
22,9 a 45,7 (75,1 a 150)	8.800 (12.500)

Nota: La presión máxima interna de la tubería de hormigón prefabricado es 150 pies (45,7 metros).

La tensión admisible de una tubería de hormigón prefabricado bajo cargas impuestas depende mucho del "ángulo de la solera" que se prepara durante la colocación. El "ángulo de la solera" se define como el ángulo que forma el arco de la tubería que está en contacto completo y firme con el material debajo de la tubería y a lo largo del cual las cargas impuestas a la tubería se transmiten al material debajo. Como se ha mencionado anteriormente, uno de los propósitos de la base de hormigón debajo de la tubería es proporcionar un "ángulo de solera" de 90°. Este ángulo de 90° se muestra en la figura C-2 como la suma de dos ángulos de 45° en cada lado de la vertical desde la línea central de la tubería. Para ilustrar la importancia del "ángulo de la solera": Una tubería apoyada sobre una superficie horizontal con una línea de apoyo ("ángulo de solera 0°") sólo admite la mitad de la carga que si estuviera colocada con un "ángulo de solera" de 90°.

Las fórmulas que se incluyen a continuación se basan en un rango de distribución de fuerzas aplicadas y reacciones [9]. Los coeficientes en las fórmulas y la situación de las secciones críticas que se muestran en la figura C-3 son válidos sólo para "ángulos de solera" de 90°.

Sección 1:

$$M = -562\, r^2 t - 117\, r\, r_i^2 - 0{,}038\, r\, W \quad (1)$$

$$T = 952\, r\, t - 259\, r_i^2 + 0{,}0988\, W - 304{,}6\, r_i H \quad (2)$$

Sección 2:

$$M = 405\, r^2 t + 83\, r\, r_i^2 + 0{,}027\, r\, W \quad (3)$$

$$T = +1367\, r\, t - 58{,}6\, r_i^2 + 0{,}164\, W - 305\, r_i H \quad (4)$$

Sección 3:

$$S = -1191\, r\, t - 249\, r_i^2 - 0{,}083\, W \quad (5)$$

donde:

r, r_i, t y H son dimensiones, en metros,

W = carga total de tierra sobre la tubería en kilos por metro lineal

M = Momento en metros-kilo

S = Cortante, en kilos y

T = Axil en kilos

La tabla C-2 da el refuerzo circular mínimo y el espesor nominal de la tubería para tuberías a presión de hormigón prefabricado de 12 a 108 pulgadas (0,3 m a 2,7 m) de diámetro, para una presión interna debida a una carga de agua de 25 pies (7,6 m) o menor, y para niveles de agua por encima de la clave de la tubería hasta 20 pies (6 m). En cada caso, la presión interna se mide en el centro de la tubería. Esta tabla fue desarrollada para diseñar las tuberías a presión prefabricadas con un "ángulo de solera" de 90°.

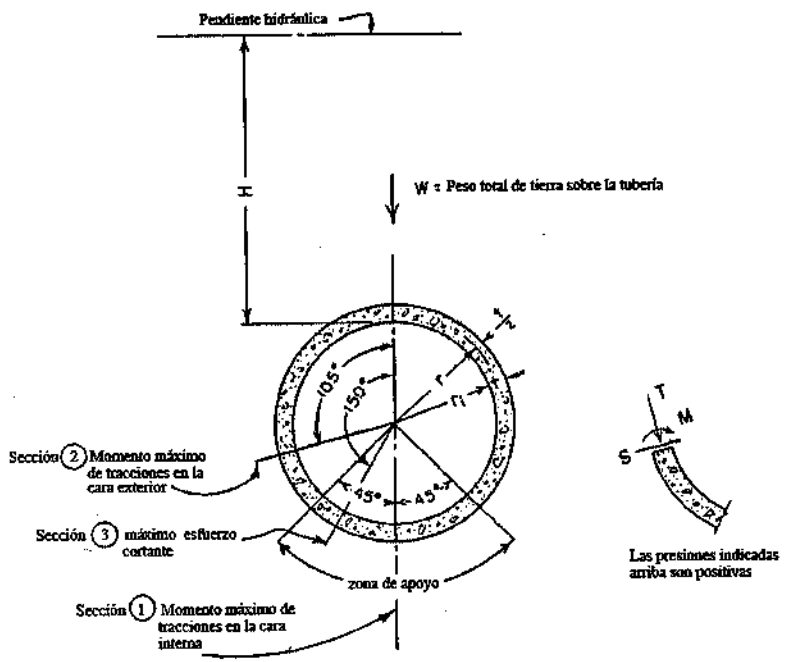


Figura C-3.- Localización de las secciones críticas en el proyecto de tuberías en presión de hormigón prefabricado. Para un ángulo de apoyo de 90°. 288-D-2915.

No se han utilizado las ecuaciones de Marston para el peso de la tierra desarrolladas en la tabla C-2. En su lugar, se ha utilizado el peso total de un prisma sólido sobre la tubería [9] con una relación empírica para conocer el peso unitario de la tierra que cubre la tubería. La fórmula usada para calcular el peso unitario de la tubería que cubre la tierra es:

$$W_e = \left(100 + 20\frac{h}{D_o}\right) 16{,}02 \quad (6)$$

donde:

W_e = el peso unitario efectivo de la tierra que cubre la tubería desde su clave, en kilogramos/ metro cúbico (máximo 150 lb/in^3 ó 2400 kg/m^3).

h= altura de la tierra que cubre la tubería desde su clave, en metros, y

D_o = el diámetro exterior de la tubería en metros.

La fórmula (6) proporciona una aproximación razonablemente exacta de las cargas calculadas por las ecuaciones de Marston, pero generalmente son menores que las condiciones proyectadas. Muchos kilómetros de tuberías de hormigón se han instalado utilizando los diseños indicados en la tabla C-2, y esta tabla

UDHCONECTA.COM

puede usarse, de forma adecuada, como diseño de conductos de hormigón prefabricado bajo presas de tierra.

Las tuberías de hormigón deben de ser fabricadas de acuerdo a la publicación del Bureau of Reclamation, "Standard Specifications for Reinforced Concrete Pressure Pipe" [10]. La tabla C-2 se extrae de la tabla de diseño de tuberías en las especificaciones estándares [10]. Los diseños de esta tabla se basan en un hormigón de resistencia característica de 4.500 lb/in^2 (315 kg/m^2) y un acero de resistencia característica entre 33.000 lb/in^2 (2320 kg/cm^2) y 40.000 lb/in^2 (2800 kg/cm^2). Se han utilizado los estándares del sector respecto al espesor de las tuberías. Si los requisitos de diseño indicaran que se necesitan espesores de tubería mayores que los indicados en la tabla C-2 y en las especificaciones estándares, algunos fabricantes pueden proporcionar tuberías de "gran espesor" utilizando la forma interior de tamaño de tubería nominal y la forma exterior de la siguiente tubería nominal. Debe de consultarse a un fabricante sobre el espesor de una tubería de "gran espesor".

Los requisitos sobre la armadura y el hormigón, la fabricación, puesta en obra y curado se encuentran en las especificaciones estándares [10].

Tabla C-2 Armaduras y espesores de la pared para tuberías en presión de hormigón armado de diámetros 0,3 a 2,7 m. Para un ángulo de apoyo de 90°.

Diámetro interior (cm)	Zunchado mínimo en cm^2 por metro lineal de tubería											
	30,5		38,1		45,7				53,3			
Tipo de armadura	Circular		Circular		Circular		Elíptica		Circular		Elíptica	
Espesor nominal (cm)	5,1	7,6	5,1	7,6	5,7	7,6	5,7	7,6	6	7,6	6	7,6
Capas de armadura	U	U	U	U	U	U	U	U	U	U	U	U
Clase												
A-25	1,48	1,27	2,12	1,69	2,54	2,33	2,54	2,54	3,18	2,75	2,96	2,96
B-25	2,12	1,69	2,96	2,33	3,81	3,18	3,39	2,54	4,87	4,02	4,02	2,96
C-25	2,75	1,91	4,02	2,96	5,29	4,02	4,45	2,96	6,77	5,50	5,72	4,02
D-25	3,39	2,33	5,29	3,60	6,77	5,08	5,93	3,60	8,89	6,99	7,41	4,87

Diámetro interior (cm)	Zunchado mínimo en cm^2 por metro lineal de tubería											
	61				68,6							
Tipo de armadura	Circular		Elíptica		Circular						Elíptica	
Espesor nominal (cm)	6,4	7,6	6,4	7,6	6,7	7,9	8,3		10,8		6,7	8,3
Capas de armadura	U	U	U	U	U	U	I	E	I	E	U	U
Clase												
A-25	3,81	3,39	3,39	3,39	4,45	4,02	2,75	1,91	2,33	1,48	3,81	3,81
B-25	6,14	5,29	4,87	3,81	7,41	6,35	4,23	2,33	3,18	1,69	5,72	4,23
C-25	8,47	6,99	6,77	5,08	10,4	8,68	5,72	2,96	4,23	1,91	7,83	5,72
D-25	11,4	9,10	8,68	6,35	-	11,4	7,20	3,39	5,08	2,12	10,4	7,20

Tabla C-2 Armaduras y espesores de la pared para tuberías en presión de hormigón armado de diámetros 0,3 a 2,7 m. Para un ángulo de apoyo de 90°.- Continuación.

Diámetro interior (cm)	Zunchado mínimo en cm^2 por metro lineal de tubería									
	76,2									
Tipo de armadura	Circular								Elíptica	
Espesor nominal (cm)	7,0	7,9	8,3		8,9		12,1		7,0	8,9
Capas de armadura	U	U	I	E	I	E	I	E	U	U
Clase										
A-25	5,08	4,87	3,39	2,12	3,18	2,12	2,54	1,69	4,23	4,23
B-25	8,68	7,83	5,29	2,96	4,66	2,75	3,60	1,91	6,56	4,66
C-25	12,7	10,8	6,99	3,60	6,35	3,18	4,45	2,12	9,10	6,35
D-25	-	14,6	9,10	4,45	8,04	4,02	5,50	2,33	12,5	8,04

Diámetro interior (cm)	Zunchado mínimo en cm^2 por metro lineal de tubería									
	83,8									
Tipo de armadura	Circular								Elíptica	
Espesor nominal (cm)	7,3	7,9	8,3		9,5		12,1		7,3	9,5
Capas de armadura	U	U	I	E	I	E	I	E	U	U
Clase										
A-25	5,93	5,50	3,81	2,54	3,39	2,33	2,75	1,91	4,66	4,66
B-25	10,2	9,31	6,14	3,60	5,29	2,96	4,02	2,12	7,41	5,29
C-25	-	13,6	8,47	4,66	6,99	3,60	5,29	2,54	10,6	6,99
D-25	-	-	11,2	5,72	9,10	4,45	6,77	2,96	14,2	9,10

Diámetro interior (cm)	Zunchado mínimo en cm^2 por metro lineal de tubería									
	91,4									
Tipo de armadura	Circular								Elíptica	
Espesor nominal (cm)	7,9	8,3		10,2		12,7			7,9	10.2
Capas de armadura	U.	I	E	I	E	I	E		U	U
Clase										
A-25	6,56	4,45	2,96	3,60	2,54	3,18	2,12		5,08	5,08
B-25	11,2	7,20	4,23	5,72	3,18	4,66	2,54		7,62	5,72
C-25	-	10,4	5,50	7,83	4,02	5,93	2,96		11,0	7,83
D-25	-	13,6	6,99	9,74	4,87	7,41	3,39		14,6	9,74

Diámetro interior (cm)	Zunchado mínimo en cm^2 por metro lineal de tubería															
	99,1								106,7							
Tipo de armadura	Circular						Elíptica		Circular						Elíptica	
Espesor nominal (cm)	8,9		10,8		13,3		8,9	10,8	9,5		11,4		14,0		9,5	11,4
Capas de armadura	I	E	I	E	I	E	U	U	I	E	I	E	I	E	U	U
Clase																
A-25	4,66	3,18	4,02	2,75	3,39	2,33	5,5	5,5	5,08	3,39	4,23	2,96	3,6	2,54	5,93	5,93
B-25	7,83	4,66	6,14	3,6	5,08	2,75	7,83	6,14	8,47	4,87	6,77	3,81	5,5	2,96	8,47	6,77
C-25	11,0	5,93	8,47	4,45	6,56	3,18	11,0	8,47	11,4	6,35	9,1	4,66	7,2	3,6	11,4	9,1
D-25	14,2	7,41	10,6	5,29	8,26	3,81	14,2	10,6	15,5	8,04	11,6	5,72	9,1	4,23	15,5	11,6

UDHCONECTA.COM

Tabla C-2 Armaduras y espesores de la pared para tuberías en presión de hormigón armado de diámetros 0,3 a 2,7 m. Para un ángulo de apoyo de 90°.- Continuación.

Diámetro interior (cm)	Zunchado mínimo en cm² por metro lineal de tubería															
	114,3								121,9							
Tipo de armadura	Circular						Elíptica		Circular						Elíptica	
Espesor nominal (cm)	9,8		12,1		14,6		9,8	12,1	10,5		12,7		14,6		10,5	12,7
Capas de armadura	I	E	I	E	I	E	U	U	I	E	I	E	I	E	U	U
Clase																
A-25	5,5	3,81	4,66	3,18	4,02	2,75	6,35	6,35	5,93	4,02	5,08	3,39	4,45	2,96	6,56	6,56
B-25	9,1	5,29	7,20	4,02	5,93	3,18	9,10	7,20	9,53	5,72	7,62	4,45	6,77	3,81	9,53	7,62
C-25	12,7	6,99	9,74	5,08	7,83	4,02	12,7	9,74	14,0	7,62	10,8	5,72	9,31	4,66	14,0	10,8
D-25	16,9	8,89	12,5	6,35	9,95	4,66	16,9	12,5	18,2	9,53	13,8	6,99	11,4	5,50	18,2	13,8

Diámetro interior (cm)	Zunchado mínimo en cm² por metro lineal de tubería															
	129,5								137,2							
Tipo de armadura	Circular						Elíptica		Circular						Elíptica	
Espesor nominal (cm)	4,25		5,25		6		4,25	5,25	4,5		5,5		6,25		4,5	5,5
Capas de armadura	I	E	I	E	I	E	U	U	I	E	I	E	I	E	U	U
Clase																
A-25	6,35	4,23	5,29	3,60	4,87	3,18	6,99	6,99	6,77	4,45	5,72	3,81	5,29	3,39	7,41	7,41
B-25	10,4	6,14	8,04	4,66	7,20	4,02	10,4	8,04	10,6	6,35	8,47	4,87	7,62	4,23	10,6	8,47
C-25	15,2	8,47	11,4	6,14	9,95	5,08	15,2	11,4	15,9	8,68	12,3	6,56	10,6	5,50	15,9	12,3
D-25	20,5	10,6	14,6	7,41	12,3	5,93		14,6	21,2	11,0	15,7	7,83	13,3	6,35		15,7

Diámetro interior (cm)	Zunchado mínimo en cm² por metro lineal de tubería															
	144,8								152,4							
Tipo de armadura	Circular						Elíptica		Circular						Elíptica	
Espesor nominal (cm)	12,1		14,6		16,5		12,1	14,6	12,7		15,2		17,1		12,7	15,2
Capas de armadura	I	E	I	E	I	E	U	U	I	E	I	E	I	E	U	U
Clase																
A-25	7,20	4,66	6,14	4,02	5,5	3,60	7,83	7,83	7,41	4,87	6,35	4,23	5,93	3,81	8,26	8,26
B-25	11,2	6,77	9,10	5,29	8,04	4,66	11,2	9,10	11,6	6,99	9,53	5,50	8,68	4,87	11,6	9,53
C-25	16,5	9,10	12,9	6,99	11,2	5,93	16,5	12,9	17,4	9,53	13,8	7,41	11,9	6,14	17,4	13,8
D-25	21,8	11,6	16,5	8,47	14,2	6,99		16,5	23,1	12,1	17,4	9,10	15,0	7,41		17,4

Diámetro interior (cm)	Zunchado mínimo en cm² por metro lineal de tubería															
	160								167,6							
Tipo de armadura	Circular						Elíptica		Circular						Elíptica	
Espesor nominal (cm)	13,3		15,9		17,8		13,3	15,9	14		16,5				14	16,5
Capas de armadura	I	E	I	E	I	E	U	U	I	E	I	E			U	U
Clase																
A-25	7,83	5,29	6,77	4,66	6,35	4,23	8,68	8,68	8,26	5,50	7,20	4,87			9,10	9,10
B-25	12,3	7,41	10,2	5,93	9,10	5,29	12,3	10,2	12,7	7,62	10,6	6,35			12,7	10,6
C-25	18,4	10,2	14,6	7,83	12,7	6,56	18,4	14,6	18,8	10,4	15,2	8,04			18,8	15,2
D-25	24,3	12,7	18,6	9,74	16,1	8,04		18,6	25,2	13,3	19,9	10,2				19,9

Tabla C-2 Armaduras y espesores de la pared para tuberías en presión de hormigón armado de diámetros 0,3 a 2,7 m. Para un ángulo de apoyo de 90°.- Continuación.

Diámetro interior (cm)	Zunchado mínimo en cm² por metro lineal de tubería															
	175,3						182,9									
Tipo de armadura	Circular				Circular		Circular						Elíptica			
Espesor nominal (cm)	14,6		17,1		14,6	17,1	15,2		17,8				15,2	17,8		
Capas de armadura	I	E	I	E	U	U	I	E	I	E			U	U		
Clase																
A-25	8,68	5,93	7,62	5,08	9,53	9,53	9,74	6,35	8,47	10,2			10,2	10,2		
B-25	13,1	7,83	11,2	6,56	13,3	11,2	14,6	8,68	12,3	14,6			14,6	14,6		
C-25	19,3	10,8	15,7	8,47	19,3	15,7	21,4	11,9	17,2	21,4			21,4	21,4		
D-25	26,0	14,0	20,7	10,6		20,7	29,4	15,5	22,9	11,9				22,9		

Diámetro interior (cm)	Zunchado mínimo en cm² por metro lineal de tubería															
	198,1				213,4				228,6							
Tipo de armadura	Circular				Circular				Circular							
Espesor nominal (cm)	16,5		19,1		17,8		20,3		19,1		20,3					
Capas de armadura	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E				
Clase																
A-25	10,4	10,4	9,31	9,31	11,2	11,2	10,2	10,2	12,1	12,1	11,4	11,4				
B-25	15,5	15,5	13,3	13,3	16,5	16,5	14,4	14,4	17,6	17,6	16,3	16,3				
C-25	22,4	22,4	18,4	18,4	23,3	23,3	19,9	19,9	24,6	24,6	22,7	22,7				
D-25	31,1	16,5	24,8	12,9	32,6	17,4	26,7	14,0	34,1	18,0	30,5	16,3				

Diámetro interior (cm)	Zunchado mínimo en cm² por metro lineal de tubería															
	243,8				259,1				274,3							
Tipo de armadura	Circular				Circular				Circular							
Espesor nominal (cm)	20.3		21,6		21,6		22,9		22,9		24,1					
Capas de armadura	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E				
Clase																
A-25	13,1	13,1	12,5	12,5	14,2	14,2	13,6	13,6	15,0	15,0	14,4	14,4				
B-25	18,6	18,6	17,6	17,6	19,9	19,9	18,6	18,6	21,0	21,0	19,9	19,9				
C-25	26,0	26,0	23,9	23,9	27,3	27,3	25,2	25,2	28,6	28,6	26,9	26,9				
D-25	35,4	19,1	32,0	17,2	36,6	19,9	33,9	18,0	37,9	20,7	35,4	19,1				

C.6. *Conductos de Hormigón Fabricado "in situ".*

Los conductos utilizados en conjunto con terraplenes o pedraplenes pueden variar considerablemente en tamaño y forma. Para grandes alturas de relleno y cargas de agua, las superficies del interior y del exterior son curvas para un mejor comportamiento frente a las cargas aplicadas.

En el caso de cargas pequeñas, se suelen utilizar conductos con la base plana, lados rectos y la parte superior curva, o secciones rectangulares. La base recta hace más fácil la excavación, los laterales planos hacen el relleno y la compactación más sencilla y los laterales rectos hacen el encofrado más económico.

UDHCONECTA.COM

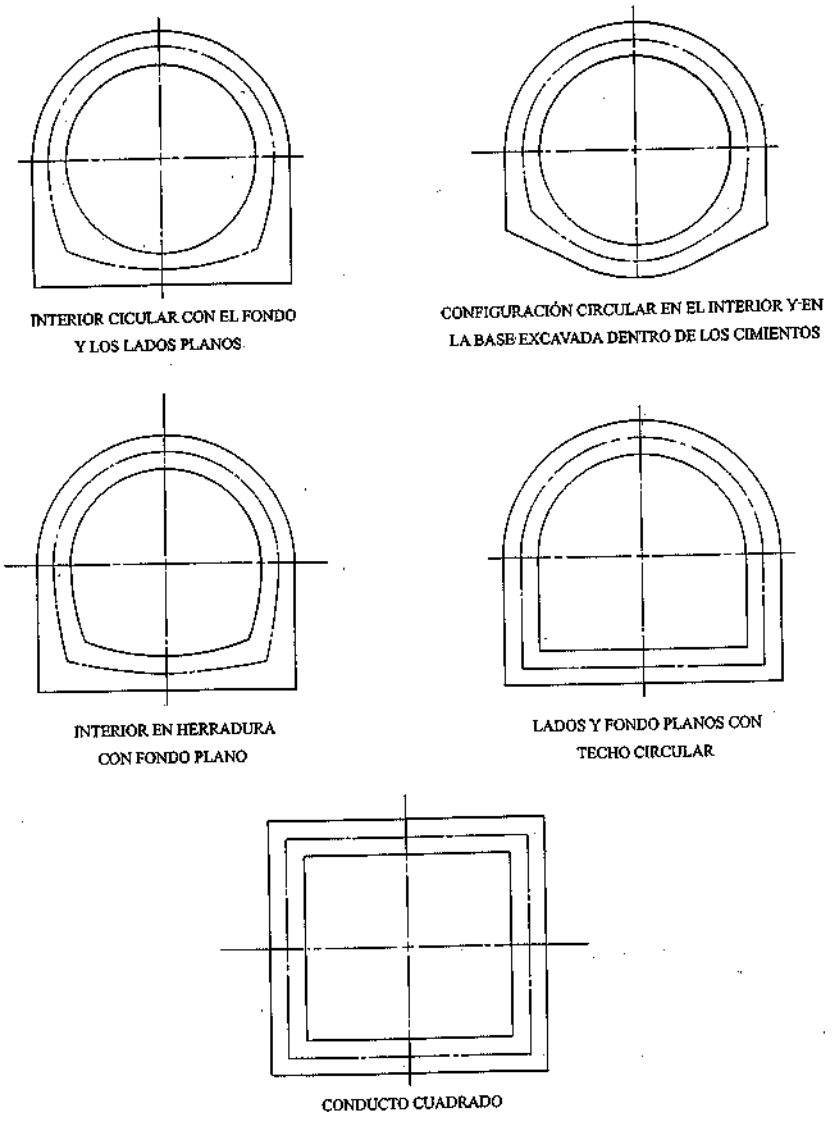


Figura C-4.- Típicos conductos de un solo vano construidos in situ. 103-D-1791.

Además, la forma rectangular proporciona una sección transversal buena para canales abiertos a través de estribos no muy altos. También proporcionan buenas transiciones donde un conducto se conecta a una rampa de solera plana.

En la figura C-4 se muestran ejemplos típicos de tuberías fabricadas "in situ" utilizadas por el Bureau of Reclamation.

Los detalles de la configuración y el coeficiente de deformación de Beggs para analizar esas secciones bajo diferentes cargas se incluye en [11]. Otros métodos como los programas de elementos finitos también pueden utilizarse para el análisis de esas secciones de tubería.

Las cargas para secciones de conductos fabricados "in situ", y colocados excavando y cubriendo, normalmente consisten en carga de terreno secas o saturadas, cargas hidrostáticas internas y externas y las cargas de los equipos de construcción.

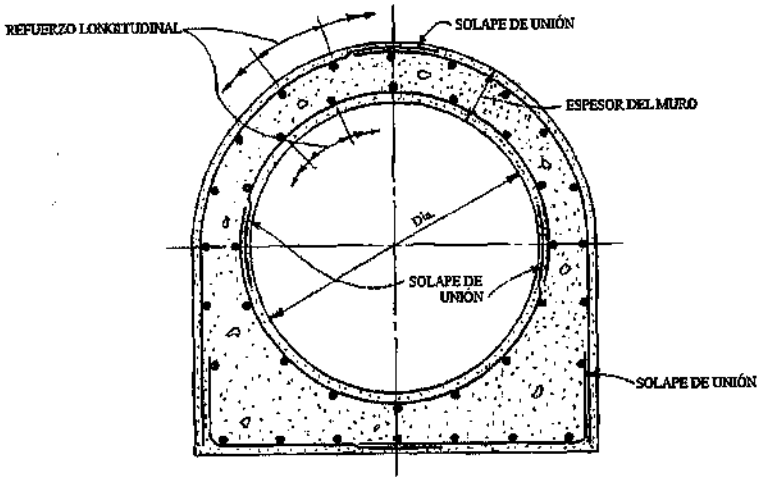


Figura C-5.- Modelo de armadura típica para tuberías encofradas "in situ". 103-D-1792.

En el caso de grandes presas de tierra o rocas, donde existe un límite en la altura del relleno para un conducto, especialmente un gran conducto, puede hacerse un diseño económico. Este límite en altura suele ser de unos 200 pies (61 m) dependiendo de la forma del conducto elegida. Generalmente, el espesor del conducto está diseñado para soportar el máximo esfuerzo cortante del área crítica alrededor de la sección. Esto se hace para minimizar la posibilidad de rotura. Esta consideración es particularmente crítica donde el conducto se extiende a través del núcleo de una presa de tierra.

Para limitar la rotura por contracción y cambios de temperatura, normalmente se colocan juntas transversales en el conducto a intervalos menores de 15 pies (4,5 m). La junta de control debe de pintarse para prevenir su

UDHCONECTA.COM

unión a la tubería y debe de tener juntas transversales estancas para prevenir las fugas. El refuerzo longitudinal debería de extenderse a través de las juntas.

Normalmente, se colocan dos capas de refuerzo en la cara interior y en la exterior de la sección transversal para cumplir los requisitos de diseño. En la figura C-5 se muestra un refuerzo típico de una sección transversal. La forma de los refuerzos presenta una gran variedad basada en las consideraciones de diseño y las concentraciones del momento.

Los conductos se construyen algunas veces sobre cimentaciones de suelo. En estos casos, se suele utilizar una malla de acero corrugado y dependiendo del tipo de cimentación, algo del material situado bajo el conducto debe de ser sustituido por material seleccionado bien compactado para minimizar la deformación potencial.

C.7. Bibliografía.

[1] Terzaghi, Karl, Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1943.

[2] "Design Criteria for Concrete Retaining Walls," Report of the task committee on Design Criteria for Retaining Walls, Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1977.

[3] Terzaghi, Karl, and Peck, R. B., Soil Mechanics in Engineering Practices, John Wiley and Sons Inc., New York, NY, 1967.

[4] Tschebotarioff, G. P., Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, McGraw-Hill, New York, NY, 1951.

[5] Huntington, W. C., Earth Pressures and Retaining Walls, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1957.

[6] "Final Revised and Adopted Form of Part 29 Excavation and Foundations of the Boston Building Code," Journal of the Boston Society of Civil Engineers, vol. 50, No. 3, pp. 149-171, July 1963.

[7] Gibbs, H. J., and Holtz, W. G., "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing," Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. I, London, 1957.

[8] "Ultimate Strength Design Data for 3750 psi Concrete," Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1968.

[9] Olander, H. C., Stress Analysis of Concrete Pipe, Bureau of Reclamation, Engineering Monograph No. 6, Denver, CO, October 1950.

[10] "Standard Specifications for Reinforced Concrete Pressure Pipe," Bureau of Reclamation, Denver, CO, March, 1984.

[11] Phillips, H. B., and I. E. Allen, Beggs Deformeter Stress Analysis of Single-Barrel Conduits, Bureau of Reclamation, Engineering Monograph No. 14, Denver, CO, June 1965.

Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-83, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1983.

"Design Handbook in Accordance with the Strength Design Method of ACI 318-83," Special publication No. 17(83), American Concrete Institute, Detroit, MI, 1983.

Apéndice D. Nomenclatura de mecánica de suelos

D.1. Introducción.

Las siguientes definiciones de los términos y símbolos han sido seleccionadas de las Normas ASTM-Desisignación D 653, "Definiciones Estándar de Términos y Símbolos relacionados con la Mecánica del Suelo" preparado por el Subcomité G-3, "Nomenclatura y Definiciones del Comité D-18 del ASTM" Suelos y Rocas para Usos Ingenieriles, en colaboración con el Comité sobre Nomenclatura de la Mecánica del suelo y la División de Mecánica del suelo y cimientos de la American Society of Civil Engineers. La siguiente lista es una versión abreviada de la nomenclatura del ASTM, en la que se han omitido la mayoría de las referencias cruzadas y términos que tienen muy poca o ninguna relación con las materias de este texto.

Las unidades, en el caso que existan, están representadas con letras mayúsculas en la parte derecha , debajo del nombre e inmediatamente antes de la definición.

Las letras expresan:

F fuerza, como son: libra-peso, toneladas, Newton, kilo newton.

L longitud, como: pulgada, pie, metro.

T tiempo, como: segundo, minuto.

A adimensional.

M, masa, como, libra-masa, gramo, kilogramo.

Exponente positivo indica multiplicado en el numerador.

Exponente negativo indica multiplicado en el denominador.

Los grados de los ángulos se expresan en "grados" (°).

Las unidades no se han expresado ni en el sistema internacional (SI) métrico o en sistema pulgada-libra con el fin de dejar la elección del mismo al ingeniero de acuerdo con la de aplicación particular. Por ejemplo, FL^{-2} puede ser expresado en libras-fuerza por pulgadas cuadradas, kilo newton por metro cuadrado, toneladas por pies cuadrados, etc.; LT^{-1} puede ser expresado en pies por minuto, metros por segundo, etc. Cuando se incluyen dos o mas símbolos no significa que deban ser colocadas en el orden en el que se presentan los símbolos.

Las siguientes letras del alfabeto griego han sido utilizadas en esta nomenclatura

Letra griega	*Nombre griego*	*Letra griega*	*Nombre Griego*
α	Alfa	μ	Mu
β	Beta	σ	Sigma
γ	Gamma	τ	Tau
Δ, δ	Delta	φ	Fi
ε	Epsilón	ψ	Psi
θ	Teta		

D.2. Definiciones. Símbolos y Unidades.

ACCIÓN DE LA HELADA:

Congelación o deshielo de la humedad en los materiales y efectos producidos en dichos materiales y en las estructuras de las que forman parte o con las que están en contacto.

ACUÍFERO:

Formación de capa acuífera que da lugar a un almacenamiento de agua subterránea.

ADHERENCIA:

Unitaria: c_a FL^{-2}]

Total: C_a F o FL^{-1}

Resistencia al corte entre el suelo y otro material, bajo presión exterior nula.

UDHCONECTA.COM

AGENTE DESFLOCULADOR (DESFLOCULADOR) (AGENTE DISPERSANTE):

Agente que impide que las partículas en suspensión de un terreno se agrupen para formar flóculos.

AGUA ABSORBIDA:

Agua retenida mecánicamente en un suelo y tiene propiedades físicas no substancialmente distintas de las del agua libre, a la misma temperatura y presión.

AGUA ADSORBIDA:

Agua en un suelo o masa rocosa, retenida mecánicamente, que tiene propiedades físicas substancialmente distintas de las del agua absorbida, a la misma temperatura y presión.

AGUA CAPILAR:

Agua sujeta a la influencia de la acción capilar.

AGUA LIBRE (AGUA GRAVITACIONAL) (AGUA SUBTERRÁNEA) (AGUA FREÁTICA):

Agua que se mueve libremente a través de masas del suelo o de roca debido a la acción de la gravedad

ALTURA CRÍTICA:

H_c L

Máxima altura en la que un talud vertical o inclinado se mantendrá sin deslizar, bajo determinadas condiciones.

ALUVIÓN:

Terreno cuyos elementos han sido transportados en suspensión por corrientes de agua y depositados por sedimentación.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (ANÁLISIS MECÁNICO) (ANÁLISIS DE LA DISTRIBUCIÓN DE TAMAÑOS):

Proceso de determinación de la granulometría.

ÁNGULO DE ROZAMIENTO EXTERNO (ANGULO DE FRICCIÓN DEL CIMIENTO):

δ Grados (°)

Ángulo entre la abscisa y la tangente a la curva que representa la relación de los esfuerzos cortantes y los esfuerzos normales que actúan entre el suelo y la superficie de otro material.

ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO (ÁNGULO DE RESISTENCIA A CORTANTE):

ϕ Grados (°)

Ángulo formado por el eje de tensión normal y la tangente envolvente de Mohr en el punto representativo de la condición de tensión de rotura de un material sólido.

ÁNGULO DE OBLICUIDAD:

α, B, θ, ψ Grados (°)

Ángulo formado por la dirección de la resultante de las tensiones o fuerzas actuando sobre un plano dado y la normal al plano.

ÁNGULO DE REPOSO:

α Grados (°)

Ángulo que forma la horizontal y la máxima pendiente que puede tomar un terreno por procesos naturales. Para terrenos granulares secos el efecto de la altura del talud es despreciable; para terrenos cohesivos, el efecto de la altura del talud es tan grande que el ángulo de reposo no tiene significado práctico.

ARCILLA (SUELO ARCILLOSO):

Terreno o parte de terreno de grano fino que puede alcanzar la plasticidad (como las propiedades de una masilla) con una cantidad determinada de agua y que adquiere considerable resistencia cuando se seca al aire. Este fenómeno ha sido utilizado para designar a las partículas más pequeñas que 0,002 mm. (0,005 en algunos casos), pero se recomienda insistentemente que no se emplee dicha denominación, ya que es evidente, desde el punto de vista del ingeniero, que las propiedades descritas en la definición anterior son más importantes en la mayoría de casos.

ARCILLA BENTONÍTICA:

Arcilla con gran contenido de montmorillonita, caracterizada generalmente por el gran aumento de volumen cuando está húmeda.

ARCILLA LACUSTRE ESTRATIFICADA:

Capas delgadas y alternadas de limo (o arena fina) y arcilla formadas por variaciones en la sedimentación durante las diversas estaciones del año y que a menudo presentan contrastes de colores cuando se encuentran parcialmente secas.

ARCILLA ORGÁNICA:

Arcilla con un contenido tal de materia orgánica que afecta a las propiedades del suelo.[18]

ÁREA DE INFLUENCIA DE UN POZO:

a L^2

Área alrededor de un pozo en la que la superficie piezométrica resulta rebajada cuando se bombea agua con un valor de caudal constante y mantenido.

ARENA:

Partículas de roca que pasan por el tamiz núm. 4 y son retenidas por el tamiz núm. 200.

ARENA FLUIDIFICADA (MOVEDIZA):

Situación en la que el agua fluye hacia arriba con suficiente velocidad para reducir significativamente la capacidad de soporte de un suelo debido a la reducción de la presión inter granular.

ARENA SIFONADA:

Movimiento de arena y agua resultante por sifonamiento.

ASCENSO CAPILAR (ALTURA DEL ASCENSO CAPILAR)

h_c L

Altura por encima de la superficie libre del agua que subirá el agua por la acción de la capilaridad.

BERMA:

Bancada que rompe la continuidad de un talud.

BOLO:

Un elemento de roca que no pasa una malla cuadrada de 30,5 cm. (12 pulgadas)[19]

BOLOS - ARCILLA

Término geológico utilizado para designar al glaciar que no ha sufrido la acción de clasificación del agua y como consecuencia contiene partículas del tamaño desde bolos al de arcillas.

BULBO DE PRESIONES:

Zona de una masa de suelo cargada, limitada por una isobara de tensión determinada arbitrariamente.

CALICHE (CAPA DURA):

Capa impermeable dura compuesta principalmente por arcilla, cementada con materiales relativamente insolubles que no se plastifica al mezclarse con agua y limita definitivamente los movimientos hacia el subsuelo de agua y raíces

CAOLÍN:

Variedad de arcilla que contiene un elevado porcentaje de caolinita.

CAPA DE AGUA COLGADA

Una masa de agua normalmente de área limitada, mantenida por encima de la elevación de agua libre, normal debido a la presencia de un estrato relativamente impermeable que la confina.

CAPA DE BASE (BASE):

Capa de materiales determinados o seleccionados de cierto espesor, construida

[18] Nueva definición ASTM D 2487.

[19] Nueva definición de ASTM D 2487.

UDHCONECTA.COM

sobre la subbase con el fin de servir para varios usos tales como repartir la carga, permitir el drenaje, disminuir el efecto de las heladas, etc.

CAPACIDAD DE CARGA (DE UN PILOTE):

Q_p, P_p F

Carga por pilote necesaria para producir la condición de rotura.

CAPACIDAD HIGROSCÓPICA (COEFICIENTE HIGROSCÓPICO) :

w_c A

Relación entre (1) el peso de agua absorbida por un suelo seco, en una atmósfera saturada y a una temperatura dada, y (2) el peso seco del suelo o roca.

CAPACIDAD DE INTERCAMBIO:

La capacidad de intercambio de iones se mide por la cantidad de iones intercambiables que existen en la masa de suelo o roca.

CAPACIDAD LIMITE DE CARGA:

q_c q_{ult} FL^{-2}

Carga media por unidad de superficie necesaria para producir la rotura de una masa de terreno resistente.

CAPACIDAD DE RETENCIÓN DE AGUA:

A

Valor mínimo al que puede reducirse la humedad de un terreno por drenaje por gravedad.

CAPILARIDAD (ACCIÓN CAPILAR):

Elevación o movimiento de agua por los poros del suelo o roca debido a las fuerzas capilares.

CARGA ADMISIBLE (PRESIÓN ADMISIBLE SOBRE UN SUELO):

q_a, P_a FL^{-2}

La máxima presión que puede soportar un suelo de cimentación, considerando todos los factores que intervienen, con un adecuado coeficiente de seguridad, contra la rotura del suelo o el movimiento de la cimentación de tal magnitud por la que la estructura pueda ser dañada.

CARGA ADMISIBLE SOBRE UN PILOTE:

Q_a, P_a F

La máxima carga que puede admitir un pilote con un coeficiente de seguridad al deslizamiento de tal magnitud que la estructura peligre.

CARGA CAPILAR:

h L

Es el potencial, expresado en altura de agua, que hace que el agua fluya por capilaridad.

CEMENTANTE (AGLOMERANTE DE SUELOS):

Fracción del suelo que pasa por el tamiz Standard de los Estados Unidos núm. 40.

CIMENTACIÓN:

Parte más baja de una estructura que transmite las cargas al terreno o a la roca.

CÍRCULO CRÍTICO (SUPERFICIE CRÍTICA):

Superficie de deslizamiento supuesta, en un análisis teórico del terreno, para la que el coeficiente de seguridad sea mínimo.

CÍRCULO DE MOHR:

Representación gráfica de las tensiones que actúan sobre los diversos planos que pasan por un punto dado.

COEFICIENTE DE BALASTO (Módulo de balasto):

k, k_s FL^{-3}

Relación (1) entre la carga aplicada sobre un área unidad de la superficie horizontal del terreno y (2) el correspondiente asentamiento de la superficie. Se determina como el valor de la pendiente de la secante trazada por los puntos correspondientes a asientos cero y 0,127 centímetros (0,05 pulgadas) de la curva cargas-asientos obtenida por el ensayo de una placa de 0,76 metros (30 pulgadas) de diámetro. Se usa para el diseño de pavimentos de hormigón por el método de Westergaard.

COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD (COEFICIENTE DE COMPRESIÓN):

a_v $L^2 F^{-1}$

Es el valor de la pendiente de la secante, para un incremento de presión dado, de la curva presión-huecos. Cuando se emplea la curva tensiones-deformaciones, la pendiente de esta curva es igual a:

$$\frac{a_v}{1+e}$$

COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD VOLUMÉTRICA (MÓDULO DE CAMBIO DE VOLUMEN):

m_v $L^2 F^{-1}$

Compresión de una capa por unidad de espesor original bajo la influencia de un aumento unitario de presión. Es numéricamente es igual al coeficiente de compresibilidad dividido por uno más el índice de huecos. $a_v/(1+e)$

COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN:

c_v $L^2 T^{-1}$

Coeficiente utilizado en la teoría de consolidación, que contiene las constantes físicas de un suelo que afectan a los cambios de volumen.

$$c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w}$$ donde:

k= coeficiente de permeabilidad, LT^{-1}

e= índice de huecos, D

a_v= coeficiente de compresibilidad, $L^2 F^{-1}$

γ_w= peso específico del agua, FL^{-3}.

NOTA: En la literatura publicada antes de 1935, el coeficiente de consolidación, habitualmente denominado c, se definía por la ecuación $c = \frac{k}{a_v \cdot \gamma_w (1+e)}$. Esta definición original del coeficiente de consolidación puede encontrarse en algunas publicaciones recientes y hay que tener cuidado para evitar confusiones.

COEFICIENTE DE EMPUJE DE TIERRAS:

K A

Relación de las tensiones principales en un punto del terreno.

ACTIVO:

K_A A

Valor mínimo (1) de la relación entre la menor (2) y la mayor tensiones principales. Esto es aplicable cuando el terreno ha cedido lo suficiente para que la tensión principal más pequeña alcance su valor límite inferior.

EN REPOSO:

K_o A

Relación entre (1) la menor y la mayor (2) de las tensiones principales. Esto es aplicable cuando el terreno está en su estado natural sin que se haya expandido ni contraído.

PASIVO:

K_p A

Valor máximo de la relación entre la mayor (1) y la menor (2) de las tensiones principales. Esto es aplicable cuando el terreno haya sido comprimido lo suficiente para que la tensión principal mayor, alcance su valor límite superior.

COEFICIENTE DE ESTABILIDAD (FACTOR DE ESTABILIDAD) :

N_s A

Un número adimensional utilizado en el estudio de la estabilidad de un terraplén. Se define por la fórmula siguiente:

$$N_s = \frac{H_c \cdot \gamma_e}{c}$$

Donde:

H_c=altura crítica del talud.

γ_e=peso específico del suelo y

c=cohesión del suelo.

NOTA: El coeficiente de Taylor de estabilidad de un talud, es el recíproco del factor de estabilidad de Terzaghi.

UDHCONECTA.COM

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (PERMEABILIDAD) :

k LT^{-1}

Cantidad de agua que con movimiento laminar atraviesa un área unidad de un medio poroso bajo las condiciones de gradiente unidad y temperatura constante (habitualmente 20° C).

COEFICIENTE DE ROZAMIENTO INTERNO:

Tangente del ángulo de rozamiento interno (ver rozamiento interno).

COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD:

C_u A

Relación D_{60}/D_{10}, donde D_{60} es el diámetro de la partícula correspondiente al 60 % mas fino en la curva de tamaños de grano y D_{10} es el diámetro de la partícula correspondiente al 10 % de las partículas más finas.

COEFICIENTE DE VISCOSIDAD (COEFICIENTE DE VISCOSIDAD ABSOLUTA):

μ FTL^{-2}

Fuerza cortante unitaria necesaria para mantener una diferencia de velocidad unitaria entre dos planos paralelos de un fluido en movimiento, separados una distancia unidad.

COHESIÓN:

c FL^{-2}

La parte de la resistencia al cortante de un suelo representada por el término c en la ecuación de Coulomb: $s = c + \bar{\sigma} \, tag\varphi$

COHESIÓN APARENTE:

Cohesión de los terrenos granulares debida a las fuerzas capilares.

COMPACTACIÓN:

Incremento de la densidad de un terreno por manipulación mecánica.

COMPRESIBILIDAD:

Propiedad de un terreno de disminuir su volumen cuando se le somete a una carga.

CONSISTENCIA:

Facilidad relativa con la que un terreno puede deformarse.

CONSISTENCIA RELATIVA:

I_c, C_r, A

Relación entre la diferencia entre (1) el límite líquido y el contenido de humedad del suelo, y (2) el índice de plasticidad.

CONSOLIDACIÓN:

Reducción gradual del volumen de un suelo por un aumento de la tensión de compresión.

CONSOLIDACIÓN INICIAL: (COMPRESIÓN INICIAL)

Reducción rápida del volumen de un suelo por la aplicación de una carga debido principalmente a la expulsión y compresión del gas que ocupaba los huecos del suelo, antes de la consolidación primaria.

CONSOLIDACIÓN PRIMARIA (COMPRESIÓN PRIMARIA) (EFECTO TEMPORAL PRIMARIO):

Reducción del volumen del suelo producida por la aplicación de una carga permanente debida, básicamente, a la expulsión del agua de los huecos del terreno y que va acompañada por una transmisión de la carga, que soportaba el agua, a las partículas sólidas del terreno.

CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA (COMPRESIÓN SECUNDARIA) (EFECTO TEMPORAL SECUNDARIO).

Reducción del volumen del suelo producida por la aplicación de una carga permanente debida, básicamente, a un ajuste de la estructura interna del suelo después de que la mayor parte de dicha carga ha sido ya transmitida del agua intersticial a las partículas sólidas.

CONTENIDO DE AGUA:

Ver contenido de humedad.

CONTENIDO HIGROSCÓPICO DE AGUA:

w_H A

Agua contenida en suelo o roca secado al aire.

CONTENIDO DE HUMEDAD: (CONTENIDO DE AGUA)

w A

Relación, expresada en tanto por ciento, entre (1) masa del agua que contiene una muestra de suelo dada y (2) masa de las partículas sólidas.

CONTENIDO DE HUMEDAD ÓPTIMA (CONTENIDO ÓPTIMO DE AGUA):

OMC, W_o A

Contenido de humedad de un suelo con el que puede lograrse la máxima densidad seca para una energía de compactación determinada.

CUBETA GLACIAR (MORRENA):

Materiales depositados por los glaciares, generalmente formados por partículas de tamaño muy variado y que no han estado sometidos a la acción del agua.

CURVA DE COMPACTACIÓN (CURVA PROCTOR) (CURVA DE DENSIDAD-HUMEDAD):

Curva que muestra la relación entre la densidad seca de un terreno y el contenido de humedad para un determinado esfuerzo de compactación.

CURVA DE COMPACTACIÓN PROCTOR:

Ver curva de compactación.

CURVA DE CONSOLIDACIÓN-TIEMPO (CURVA DE TIEMPOS) (CURVA DE CONSOLIDACIÓN) (CURVA TEÓRICA DE TIEMPOS):

Curva que relaciona (1) el grado de consolidación y (2) el tiempo transcurrido después de la aplicación de un incremento de carga dado.

CURVA DE FLUIDEZ:

Lugar geométrico de los puntos obtenidos en el ensayo de determinación del límite líquido y que representa en ordenadas, en escala ordinaria, los contenidos de agua y en abscisas, en escala logarítmica, el número de golpes.

CURVA DE HUECOS SIN AIRE (CURVA DE SATURACIÓN):

La curva que muestra el peso unitario sin aire en los huecos como una función del contenido de humedad.

CURVA DE PENETRACIÓN PROCTOR:

Ver curva de Resistencia a la Penetración.

CURVA DE RESISTENCIA DE PENETRACIÓN (CURVA DE PENETRACIÓN PROCTOR):

Curva que relaciona (1) la resistencia de penetración y (2) el contenido de humedad.

CURVA EDOMÉTRICA, CURVA DE PRESIÓN-ÍNDICE DE HUECOS:

Curva que representa la relación entre la presión y el índice de huecos de un suelo, obtenida en el ensayo de consolidación. La curva tiene una forma característica cuando se dibuja en papel semilogarítmico con las presiones en la escala logarítmica. Las diversas partes de la curva y los intervalos que comprenden, han sido llamados: rama de carga nueva, rama de descarga, rama de carga reiterativa, lazo de histéresis y otros nombres distintos según los autores.

DEFORMACIÓN:

ε A

Cambio unitario de longitud según una dirección.

DEFORMACIÓN:

Cambio de forma o tamaño.

DENSIDAD:

ρ ML^{-3}

Masa por unidad de volumen. (Ver peso específico).

NOTA: Aunque por densidad se entienda la masa por unidad de volumen, en el campo de la mecánica de los suelos, se emplea esta expresión en lugar del peso específico.

UDHCONECTA.COM

DENSIDAD CRÍTICA:

Peso específico de un material granular saturado, por debajo de la cual pierde resistencia y por encima la gana cuando se le somete a una deformación rápida. La densidad crítica de un material dado depende de mucho factores.

DENSIDAD CON LOS HUECOS SIN AIRE (PESO ESPECIFICO CON LOS HUECOS SIN AIRE):

Ver Peso Específico.

DENSIDAD RELATIVA:

$D_d\ I_D$ A

La relación entre (1) la diferencia entre el porcentaje de huecos de un suelo sin cohesión en su estado suelto y un ratio dado de huecos, y (2) la diferencia entre el porcentaje de huecos en su estado mas suelto y mas denso.

DEPÓSITOS EÓLICOS:

Materiales depositados por el viento tales como las arenas de dunas y los depósitos de loess.

DEPÓSITO GLACIAR (TILL):

Ver cubeta glaciar.

DEPÓSITOS DE SUELOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS:

Depósito de suelos que nunca han estado sometidos a una presión mayor que la producida por el recubrimiento existente.

DEPÓSITOS DE SUELOS PRECONSOLIDADOS:

Depósitos de suelos que han estado sometidos a presiones mayores que la producida por el recubrimiento existente.

DEPÓSITO DE SUELO SIN CONSOLIDACIÓN COMPLETA:

Un depósito que no está completamente consolidado bajo la presión de los estratos superiores existentes.

DESCENSO DE NIVEL:

L

Distancia vertical que desciende el agua o disminución de presión, medida en columna de agua, debida al cambio de la superficie libre del agua.

DESCONGELACIÓN:

(1) Reblandecimiento del terreno, producido durante el período de deshielo, debido a la liberación del agua de las capas o lentejones de hielo.

(2) Agujeros formados en pavimentos flexibles por extrusión de suelo blando y aguas de deshielo bajo la acción de tráfico pesado.

(3) Rotura de un pavimento de carretera o de aeropuerto por el tráfico y levantamiento del firme en estado plástico, debido al deshielo de las capas formadas por la acción de la helada.

DESLIZAMIENTO (CORRIMIENTO):

Rotura de un talud en el que el movimiento de la cuña de terreno o roca tiene lugar a lo largo de una superficie de deslizamiento.

DESLIZAMIENTO PLÁSTICO:

Rotura de un talud de suelo en la que el movimiento de la masa de terreno no se realiza a lo largo de una superficie de deslizamiento claramente definida.

DESMENUZAMIENTO

El proceso de rotura de un suelo cuando se sumerge en agua un suelo compactado.

DESPERDICIOS:

Piedras, escombros, sobrantes, material no útil; o suelo orgánico de consistencia muy suave.

DETRACCIÓN LINEAL:

L_S A

Disminución de una dimensión del terreno, expresado en tanto por ciento de la dimensión original, cuando el contenido de agua se reduce del valor dado al del límite de retracción.

DIÁMETRO EFECTIVO (TAMAÑO EFECTIVO):

D_{10}, D_e L

Diámetro de las partículas correspondientes al 10 por ciento en la curva granulométrica.

DIÁMETRO EQUIVALENTE:

D L

Diámetro de una esfera hipotética, compuesta de material que tenga la misma densidad relativa que las partículas consideradas, y que sedimente en un líquido dado con la misma velocidad final que éstas.

DIFERENCIA DE POTENCIAL:

Δh L

Diferencia de presión, en columna de agua entre dos líneas equipotenciales.

DILATACIÓN LINEAL:

L_E A

Incremento de una dimensión de la masa de suelo, expresado en porcentaje de esa dimensión, medida en el límite de retracción, cuando el contenido de agua se ha incrementado desde el límite de retracción hasta un contenido de agua dado.

DILATANCIA:

Expansión en terrenos no cohesivos sometidos a esfuerzo cortante.

EFECTO ARCO:

Consiste en la transferencia de esfuerzos de una parte débil del suelo o roca a otras partes contiguas mas rígidas o menos cargadas o reajuste de parte de las cargas.

EMPUJE DE TIERRAS

Unitario: p FL^{-2}

Total: P F o FL^{-1}

Presión o fuerza ejercida por el suelo contra un contorno.

EMPUJE ACTIVO:

P_A, p_A

Valor mínimo del empuje de las tierras. Esta condición existe cuando se permite al terreno expandirse lo necesario, para dar lugar a ser completamente movilizada su resistencia interna al esfuerzo cortante, a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento.

EMPUJE EN REPOSO:

P_o, p_o

Valor del empuje de tierras cuando el terreno se encuentra en su estado natural sin que se haya permitido su expansión o sin que se le haya comprimido.

EMPUJE PASIVO:

P_P, p_P

Valor máximo del empuje de tierras. Esta condición existe cuando el suelo ha sido comprimido lo suficiente para dar lugar a que sea completamente movilizada su resistencia interna al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento.

ENSAYO CBR (CALIFORNIA BEARING RATIO):

CBR A

Es la relación (1) entre la carga que es necesario aplicar a un pistón circular de 19,4 cm^2 (3 pulgadas cuadradas) (aproximadamente de 5 cm o 2 pulgadas de diámetro) para introducirlo en una muestra del terreno a la velocidad de 1,27 mm. (0,05 pulgadas) por minuto y (2) la precisa para alcanzar la misma penetración en una muestra normalizada del material. La relación se determina generalmente para una penetración de 2,54 mm. (0,1 pulgada), aunque algunas veces se emplean también otras penetraciones. Los procedimientos originales en California exigían que se determinase la relación en intervalos de 2,54 mm. (0,1 pulgada) hasta 12,7 mm. (0,5 pulgadas). El procedimiento del Corps of Engineers exigen que se determine para 2,54 mm. (0,1 pulgada) y 5,08 mm. (0,2 pulgadas). Cuando la relación de cargas para

UDHCONECTA.COM

5,08 mm. (0,2 pulgadas) es bastante más elevada que para 2,54 mm. (0,1 pulgada) se emplea la de 5,08 mm.

ENSAYO DE COMPACTACIÓN:

Procedimiento de compactación de laboratorio por el que se coloca de forma determinada una muestra del terreno, con un contenido de humedad conocido, en un molde de dimensiones dadas; se somete a un esfuerzo de compactación de magnitud controlable y se determina la densidad resultante. El ensayo se realiza para diversos contenidos de humedad de forma que pueda obtenerse la relación existente entre ella y la densidad.

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN:

Ensayo en que la muestra de suelo está limitada lateralmente por un anillo y está comprimida por dos placas porosas.

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN CON DRENAJE: (ENSAYO LENTO):

Ensayo en un suelo en el que después de una consolidación completa, bajo la presión de confinamiento, se aplica un esfuerzo axial (o cortante) adicional tan lentamente que, incluso para terreno saturado de baja permeabilidad, la humedad del suelo tenga tiempo de adaptarse completamente (totalmente consolidado) a los cambios de tensiones debidos al esfuerzo axial (o cortante) adicional.

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN SIN DRENAJE (ENSAYO CONSOLIDADO RÁPIDO):

Ensayo en el que a continuación de una consolidación completa bajo la carga vertical (en un ensayo de corte directo) o bajo la presión de confinamiento (en un ensayo triaxial) se aplica un esfuerzo cortante, a contenido de humedad constante.

ENSAYO DE CORTANTE VANE:

Un ensayo de cortante "in situ" en el que una varilla con aspas radiales en su final se introduce dentro del suelo y se determina la resistencia a la rotación de la varilla.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO:

Ensayo a cortante en el que una muestra de suelo o roca se ensaya hasta rotura moviendo la parte superior del recipiente (caja de corte) con relación a la otra sección.

ENSAYO DE CORTE ROTATORIO:

Ensayo de corte en el que una delgada muestra del terreno de sección circular o anular limitada por dos anillos es sometida a una carga axial y a un esfuerzo de torsión. En lugar del ensayo de corte rotatorio puede emplearse un sólido circular dentado o una placa anular que se presiona contra el terreno y se mide su resistencia a la rotación bajo una carga axial dada.

ENSAYO DE CORTE TRIAXIAL (ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL):

Ensayo en el que una muestra cilíndrica del terreno colocada dentro de una membrana impermeable es sometida a una presión lateral de confinamiento y luego cargada axialmente hasta rotura.

ENSAYO DE DILATANCIA:

Un ensayo usado para conocer la presencia de cantidades significativas de polvo de roca, limo, o arena muy fina en una suelo de grano fino. Consiste en agitar un bastoncillo de suelo húmedo, que tenga una consistencia pastosa densa, en la palma de la mano; hasta que la superficie tenga una apariencia brillante y lustrosa; entonces se aplasta con la mano, y se observa si se produce una rotura y secado aparentemente rápido del suelo.

ENSAYO LENTO:

Ver ensayo de consolidación con drenaje.

ENSAYO RÁPIDO:

Ver ensayo sin consolidación y sin drenaje.

ENVOLVENTE DE MOHR (CURVA DE ROTURA) (LÍNEA DE ROTURA):

Envolvente de la familia de Círculos de Mohr que representan estados de tensiones en rotura para un material dado. Según las hipótesis de

rotura de Mohr, la curva de resistencia intrínseca es el lugar geométrico de los puntos cuyas coordenadas representan la tensión normal y tangencial que producen la rotura del material.

EQUILIBRIO PLÁSTICO:

Estado de tensiones de una masa de suelo o parte de ella que ha sido deformada hasta tal punto que su máxima resistencia al corte se ha movilizado.

ESTADO ACTIVO DE EQUILIBRIO PLÁSTICO:

Equilibrio plástico obtenido por la expansión del suelo.

ESTADO PASIVO DE EQUILIBRIO PLÁSTICO:

Equilibrio plástico obtenido por la compresión del suelo.

ESFUERZO CORTANTE (TENSIONES DE CORTE):

Ver tensión tangencial.

ESPONJAMIENTO:

Incremento de volumen de un material debido a su manipulación. La roca aumenta de volumen cuando se excava. Las arenas húmedas se esponjan si se depositan sin compactar como cuando se vuelcan, ya que la "cohesión aparente" impide el movimiento de las partículas del suelo que producirían una reducción del volumen.

ESTABILIZACIÓN DEL SUELO:

Tratamiento químico o mecánico destinado a aumentar o conservar la estabilidad de una masa de suelo o para mejorar sus propiedades ingenieriles.

ESTADO DE EQUILIBRIO ELÁSTICO:

Estado de tensiones de la masa de suelo cuando su resistencia interna no ha sido totalmente movilizada.

ESTADO PLÁSTICO (ZONA PLÁSTICA):

El rango de consistencia dentro del cual un suelo o roca presenta las propiedades plásticas.

ESTRUCTURA DEL SUELO:

Disposición o estado de agregación de las partículas de un suelo, dentro de la masa del mismo.

ESTRUCTURA FLOCULENTA:

Disposición del suelo formada por flóculos en vez de partículas aisladas.

ESTRUCTURA EN NIDOS DE ABEJA:

Ordenación de las partículas del terreno con estructura suelta y estable que recuerda los panales.

ESTRUCTURA SUELTA:

Disposición formada por partículas individuales; es la estructura característica de los suelos de grano grueso.

EXPLANACIÓN:

Suelo preparado y compactado para soportar una estructura o un pavimento.

FACTOR DE CONCENTRACIÓN:

n A

Parámetro utilizado en las ecuaciones modificadas de Boussinesq para describir la variación de las distribuciones de los esfuerzos verticales.

FACTOR DE TIEMPO:

T_r, T A

Factor adimensional, utilizado en la teoría de la consolidación, que contiene las constantes físicas de un estrato del terreno y que influye en el tiempo de consolidación. Viene expresado por la siguiente fórmula:

$$T = \frac{k(1+e)t}{a_v \gamma_w H^2} = \frac{c_v t}{H^2}$$

Donde:

k=coeficiente de permeabilidad (LT^{-1}).

e=índice de huecos (adimensional).

t=tiempo transcurrido hasta que el estrato se ha consolidado (T).

UNIVERSITAT DE LLEIDA BIBLIOTECA ETSEA

UDHCONECTA.COM

a_v=coef.. de compresibilidad ($L^2 F^{-1}$).

γ_w=peso específico del agua (FL^{-3}).

H=espesor del estrato que drena por un lado solamente, si el estrato drenase por ambas partes, se tomaría su espesor igual a $2H$ (L), y

c_v=coeficiente de consolidación ($L^2 T^{-1}$).

FILTRACIÓN (PERCOLACIÓN):

Movimiento lento del agua a través del terreno o roca debido a la gravedad.

FILTRO (FILTRO PROTECTOR):

Capa o capas de materiales permeables diseñadas e instaladas de tal manera que permita el drenaje y simultáneamente evite el paso de las partículas del terreno por causa de la corriente del agua.

FINOS:

Parte de suelo que pasa a través del tamiz número 200 de los estándar de tamices de los Estados Unidos.

FÍSICA DEL SUELO:

Conocimiento sistemático que se refiere a las características físicas del suelo y a los métodos empleados para determinarlas.

FLOCULACIÓN:

Proceso de formación de flóculos.

FLÓCULO:

Masa de estructura suelta y abierta formada en una suspensión por la agregación de pequeñas partículas.

FLUENCIA:

El movimiento lento de detritus de roca o suelo normalmente imperceptible excepto en las observaciones de larga duración. Tensión o deformación variable con el tiempo, por ejemplo, tensión continua debido a una fuerza sostenida.

FLUENCIA PLÁSTICA (DEFORMACIÓN PLÁSTICA):

Deformación de un material plástico, más allá del límite elástico, acompañada por una deformación continua sin un aumento de la fuerza.

FLUIDO EQUIVALENTE:

Fluido hipotético con un peso específico tal, que produzca una presión contra las paredes laterales del recinto que lo contenga, igual a la que produciría el suelo considerado. Esta simplificación es válida solamente cuando las condiciones de deformación son tales que la presión aumenta linealmente con la profundidad y se desprecia el rozamiento con las paredes.

FLUJO LAMINAR (FLUJO AERODINÁMICO) (FLUJO VISCOSO):

Régimen de flujo en el que la pérdida de carga es proporcional a la primera potencia de la velocidad.

FUERZA EFECTIVA:

$\overline{F}$ F

Fuerza transmitida a través de los granos del suelo o roca por la presión efectiva.

FUERZA DE FILTRACIÓN:

J F

Fuerza que transmite la filtración a las partículas del suelo o roca.

GRADIENTE HIDRÁULICO:

i, s A

Pérdida de energía por unidad de longitud $\frac{dh}{dL}$

GRADIENTE HIDRÁULICO CRÍTICO:

i_c A

Gradiente hidráulico en el que la presión efectiva, en un terreno sin coherencia, se reduce a cero debido a la presión de filtración originada por el flujo vertical del agua.

GRADO DE CONSOLIDACIÓN (PORCENTAJE DE CONSOLIDACIÓN):

U A

Relación, expresada en tanto por ciento, entre (1) el aumento de consolidación que se produce en un terreno durante cierto tiempo y (2) el aumento de consolidación total que se puede obtener bajo determinadas condiciones de carga.

GRANULOMETRÍA (DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA) (TEXTURA):

Distribución de la proporción en masa de un suelo o fragmentos de roca en rangos de distintos tamaños.

GRAVA:

Partículas de roca que pasan por el tamiz de 3 pulgadas (7,6 cm.) y son retenidas por el número 4 del U. S. tamiz estándar.[20]

GUIJARROS (GUIJARROS DE ROCA):

Fragmentos de roca que pasan a una apertura de 30,5 cm. (12 pulgadas) y son retenidos por el tamiz de 7,6 cm. (3 pulgadas) del U.S. Standard.[3]

HORIZONTE (HORIZONTE DEL SUELO):

Una de las capas del perfil del suelo caracterizada principalmente por su textura, color, estructura y composición química:

HORIZONTE A:

Capa superior del perfil del suelo de la que se han lixiviado las partículas coloidales inorgánicas y otras materias solubles. Generalmente contiene residuos orgánicos.

HORIZONTE B:

Capa del perfil del suelo en la que se acumula el material lixiviado del horizonte superior.

HORIZONTE C:

Material base inalterable del que se ha formado la capa superior del terreno.

HUECO:

Espacio en un suelo o masa de roca no ocupada por la masa mineral. Este espacio es ocupado por aire, agua u otros materiales líquidos o gaseosos.

HUMEDAD. EQUIVALENTE:

HUMEDAD EQUIVALENTE CON CENTRIFUGADO:

W_o CME A

Contenido de humedad de un suelo que, después de ser saturado de agua, ha sido sometido durante una hora, en una centrifugadora, a un campo gravitatorio igual a 1000 veces la gravedad.

EQUIVALENTE DE HUMEDAD EN CAMPO:

FME

Contenido mínimo de agua, expresado como porcentaje del peso del suelo secado en estufa, de forma que una gota de agua colocada sobre su superficie alisada, no es absorbida inmediatamente sino que se extiende sobre aquélla dándole un aspecto brillante.

HUMUS:

Material marrón o negro formado por la descomposición total o parcial de la materia vegetal o animal; la parte orgánica del suelo.

ÍNDICE DE COMPACTACIÓN:

Relación, expresada en tanto por ciento, entre (1) el peso específico unitario seco de un suelo y (2) el peso específico unitario máximo obtenido en el laboratorio con el ensayo de compactación.

ÍNDICE DE COMPRESIÓN:

C_c A

Valor de la pendiente del tramo recto de la curva índice de huecos-presión efectiva dibujada en un diagrama semilogarítmico.

ÍNDICE DE CONSISTENCIA:

Ver Consistencia Relativa

[20] Nueva definición de ASTM D 2487.

UDHCONECTA.COM

ÍNDICE DE CONSISTENCIA (ÍNDICE DE PLASTICIDAD) (CONTENIDO RELATIVO DE AGUA):

$B, R_w I_L$ A

Relación, expresada en tanto por ciento, entre (1) la diferencia entre el contenido de humedad natural de un suelo y su límite plástico y (2) el índice de plasticidad.

ÍNDICE DE CONSOLIDACIÓN:

U_z A

Relación entre (1) la consolidación obtenida en un punto situado a una distancia dada de la superficie de drenaje, durante un tiempo dado, y la consolidación total (2) que es posible obtener en ese mismo punto con un incremento de carga dado.

ÍNDICE DE CONTRACCIÓN:

SI A

Diferencia numérica entre el límite plástico y el límite de contracción.

ÍNDICE DE FLUENCIA

F_w, I_f A

Pendiente de la curva de fluencia obtenida en el ensayo de determinación del límite líquido, expresada como diferencia en el contenido de agua para 10 y 100 golpes.

ÍNDICE DE HUECOS:

e A

Relación entre (1) el volumen de huecos y (2) el volumen de partículas sólidas en un terreno dado.

ÍNDICE CRÍTICO DE HUECOS:

e_c A

Índice de huecos correspondiente a la densidad crítica.

ÍNDICE DE PLASTICIDAD:

I_p, PI, I_w A

Diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico.

ÍNDICE DE PREMOLDEO:

I_R A

Relación entre (1) el módulo de deformación de un terreno en su estado natural y (2) el módulo de deformación del terreno premoldeado.

ÍNDICE DE SATURACIÓN (GRADO DE SATURACIÓN):

S_r A

Relación, expresada en tanto por ciento, entre (1) el volumen ocupado por el agua en una muestra de suelo o roca dada y (2) el volumen total de espacios inter granulares (huecos).

ÍNDICE DE TENACIDAD:

$I_T T_w$

Relación entre (1) el límite de plasticidad y (2) el índice de fluidez.

INFILTRACIÓN:

Movimiento del agua, por gravedad a través del terreno. (ver percolación).

INTERCAMBIO DE BASES:

Proceso físico-químico por el cual un tipo de iones absorbidos por las partículas del suelo es desplazada por otros.

ISOCRONA:

Curva que da la distribución del exceso de presiones hidrostáticas, en un momento dado, a lo largo del proceso de consolidación.

LECHO ROCOSO (FONDO):

Roca de espesor relativamente grande situada en su lugar original.

LEVANTAMIENTO:

Movimiento hacia arriba del terreno, originado por expansión o desplazamiento, resultante de fenómenos como: absorción de humedad, disminución de la sobrecarga, hinca de pilotes y acción de las heladas y carga de áreas adyacentes.

LEVANTAMIENTO POR HELADA:

Levantamiento de la superficie debido a la acumulación de hielo bajo el suelo o la roca.

LICUEFACCIÓN (LICUEFACCIÓN ESPONTÁNEA):

Disminución grande y rápida de la resistencia al cortante de un suelo no cohesivo. Está causada por un colapso de la estructura, debido a un impacto u otro tipo de esfuerzo, y está asociada a un rápido y temporal aumento de la presión neutra. Implica una transformación temporal del material en la masa fluida.

LIMITE DE ADHERENCIA:

T_w A

Cantidad mínima de humedad para la cual el suelo empieza a pegarse a una cuchilla metálica pasada sobre la superficie del suelo.

LIMITE DE CONTRACCIÓN:

SL, w_s A

Contenido de humedad de un suelo máximo, por debajo del cual una pérdida por humedad no trae aparejada una reducción de volumen.

LÍMITE LIQUIDO:

LL, L_w, w_L A

(1) Cantidad de humedad que tiene el suelo cuando está en un estado cualquiera de consistencia entre el límite plástico y el líquido.

(2) Cantidad de humedad para la cual una muestra del suelo, cortada por un surco de dimensiones normalizadas, disminuye en una longitud de media pulgada (1,27 cm.) bajo el impacto de 25 golpes en el aparato estándar de límite líquido.

LIMITE PLÁSTICO:

w_p, PL, P_w A

(1) Cantidad de humedad que tiene el suelo cuando está en el límite entre los estados plástico y semi-sólido.

(2) Contenido de humedad que contiene un suelo cuando al hacer rodar entre la mano y una superficie dura unos bastoncillos de aproximadamente 3 mm. de diámetro (1/8 pulgada) se rompen.

LIMO (LIMO INORGÁNICO) (POLVO DE ROCA):

Materias que pasan por el tamiz número 200 que no son plásticas o muy poco y que presentan muy poca resistencia o ninguna cuando están secas.

LIMO ORGÁNICO:

Limo con un contenido tal de materia orgánica que afecta a las propiedades del suelo.[21]

LÍNEA DE CORRIENTE:

Camino que sigue una partícula de agua en su recorrido de filtración en condiciones de régimen laminar.

LÍNEA EQUIPOTENCIAL:

Ver línea piezométrica

LÍNEA DE FILTRACIÓN (LÍNEA DE PERCOLACIÓN):

Recorrido que sigue el agua a lo largo de la superficie de contacto entre la cimentación del terreno y la base de una presa u otra estructura.

LÍNEA PIEZOMÉTRICA (LÍNEA EQUIPOTENCIAL):

Línea a la que el agua ascenderá en los tubos piezométricos.

LÍNEA DE SATURACIÓN (LÍNEA FREÁTICA):

Línea superior de las líneas de corriente, o superficie libre de agua, en la zona de filtración.

LIXIVIACIÓN:

Arrastre de las partículas solubles y coloidales del terreno por filtración del agua.

[21] Nueva definición de ASTM D 2487.

UDHCONECTA.COM

LODO:

Mezcla de agua y suelo en estado fluido o sólido de poca resistencia.

LOESS:

Depósito eólico uniforme de materiales limosos que tienen estructura abierta y una cohesión relativamente alta debido al material arcilloso o calcáreo cementante de sus granos. Una característica de los depósitos de loess es que son estables con pendientes casi verticales.

MARGA:

Mezcla de arena, limo y arcilla, o una combinación de ellas con materia orgánica (humus). A veces se le llama suelo superior en contraste con el subsuelo que no contiene materia orgánica o muy poca.

MASA HOMOGÉNEA:

Masa que tiene las mismas propiedades físicas en cualquier punto de ella.

MASA ISÓTROPA:

Masa que tiene la misma propiedad (o propiedades) en todas las direcciones.

MATERIAL ANISÓTROPO:

Material que tiene diferentes propiedades según las distintas direcciones que se consideren en cualquier punto.

MECÁNICA DEL SUELO:

Aplicación de las leyes y principios de la mecánica y de la hidráulica a los problemas ingenieriles que se refieren al suelo como material de ingeniería.

MÓDULO DE ELASTICIDAD (MÓDULO DE DEFORMACIÓN) :

E, M FL^{-2}

Relación entre la tensión y la deformación de un material, bajo unas condiciones de carga determinadas; numéricamente igual a la pendiente de la tangente o de la secante de la curva tensión-deformación. Se recomienda el empleo del término Módulo de Elasticidad para materiales que se deforman de acuerdo con la Ley de Hooke; el término Módulo de Deformación se reserva para materiales que no siguen esa citada ley.

MORRENA:

Ver cubeta glaciar.

MOVIMIENTO CAPILAR (FLUJO CAPILAR)

Es el movimiento del agua por capilaridad.

MUESTRA INALTERADA:

Una muestra de suelo que ha sido obtenida con métodos en los que se han tomado todas las precauciones para minimizar la alteración de la muestra.

MUSKEG (CIÉNAGAS DE TURBA):

Áreas prácticamente sin árboles que soportan un suelo que consiste principalmente en céspedes. La superficie de la tierra se cubre con una capa de césped parcialmente descompuesto y el césped arraiga ya que está normalmente mojado y suave cuando no está helado.

NIVEL FREÁTICO (SUPERFICIE DEL AGUA SUBTERRÁNEA) (SUPERFICIE DEL AGUA LIBRE) (ALTURA DEL AGUA SUBTERRÁNEA):

Puntos en los que las presiones del agua son cero con relación a la atmosférica.

PARTÍCULAS COLOIDALES:

Partículas de terreno tan pequeñas que su actividad superficial ejerce una considerable influencia en las propiedades de sus agregados.

PENDIENTE CRÍTICA:

Ángulo máximo que forma con la horizontal un talud de suelo o roca de altura dada sin que se produzca un deslizamiento.

PERFIL DEL SUELO (PERFIL):

Sección vertical de un terreno en la que aparecen la naturaleza y disposición de las diversas capas formadas por depósitos, meteorización o por ambos.

PERMAFROST

Suelo permanentemente helado.

PESO ESPECIFICO:

PESO ESPECIFICO DEL SÓLIDO:

G, G_s, S_s A

Relación entre (1) la masa en el aire de un volumen de sólido dado a una temperatura dada y (2) la masa en el aire de un volumen igual de agua destilada a la misma temperatura.

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS:

G_a, S_a A

Relación entre (1) la masa en el aire del volumen de una muestra del sólido (que incluyen la masa del sólido y los poros o agujeros impermeables), a una temperatura dada, y (2) la masa en el aire del mismo volumen de agua destilada a la misma temperatura.

PESO ESPECÍFICO TOTAL (PESO ESPECÍFICO DE LA MASA):

Gm, Sm A

Cociente de (1) la masa en el aire de un volumen dado de un material permeable (incluyendo huecos permeables e impermeables del material) a una temperatura dada de la masa en el aire y (2) el de un volumen igual de agua destilada a una temperatura dada.

PESO ESPECÍFICO:

γ FL^{-3}

Peso por unidad de volumen.

PESO ESPECÍFICO SECO (PESO UNITARIO SECO):

γ_d, γ_o FL^{-3}

El peso de un suelo o roca por unidad de volumen total de la masa de suelo.

PESO ESPECÍFICO EFECTIVO:

γ_e FL^{-3}

Aquel peso específico del suelo o roca que multiplicado por la altura de la columna de suelo o roca situada por encima que produzca la presión efectiva debida al peso del recubrimiento.

PESO ESPECIFICO MÁXIMO:

γ_{max} FL^{-3}

Densidad seca definida por el máximo de la curva de compactación.

PESO ESPECIFICO SATURADO:

γ_G, γ_{sat} FL^{-3}

Peso específico de un suelo húmedo cuando está completamente saturado.

PESO ESPECIFICO SUMERGIDO (DENSIDAD SUMERGIDA) :

$\gamma_m, \gamma', \gamma_{sub}$ FL^{-3}

Peso del sólido en el aire menos el peso del agua desalojada por el sólido, por unidad de volumen del mismo; peso específico saturado menos peso específico del agua.

PESO ESPECÍFICO UNITARIO DEL AGUA:

γ_w FL^{-3}

El peso por volumen unitario del agua ; nominalmente igual a 62,4 libras/ft^3 o 9,807 kN/m^3.

PESO ESPECIFICO UNITARIO EN HÚMEDO:

γ_m, γ_{wet} FL^{-3}

Peso del sólido (sólido más el agua) por unidad de volumen total del suelo o roca, prescindiendo del grado de saturación.

PESO ESPECÍFICO CON AIRE CERO EN LOS HUECOS:

γ_z FL^{-3}

El peso del sólido por unidad de volumen de un suelo saturado.

pH:

pH A

Índice de la acidez o alcalinidad de un suelo, expresado por el logaritmo del recíproco de la concentración de los iones de hidrógeno.

UDHCONECTA.COM

PIEDEMONTE:

Fragmentos de roca mezclados con suelo en el pie de una pendiente natural de la que se han separado.

PIEZÓMETRO:

Instrumento para medir la altura de presión.

PILOTE:

Elemento estructural, de relativa esbeltez, que es hincado o introducido por otros métodos en el terreno, con el fin de soportar cargas verticales o laterales.

PLANO PRINCIPAL:

Cada uno de los tres planos perpendiculares entre sí en un punto del terreno en los que la tensión tangencial es nula.

PLANO PRINCIPAL INTERMEDIO:

Plano normal a la dirección de la tensión principal de valor intermedio.

PLANO PRINCIPAL MAYOR:

Plano normal a la dirección de la tensión principal de mayor valor.

PLANO PRINCIPAL MENOR:

Plano normal a la dirección de la tensión principal de menor valor.

PLASTICIDAD:

Propiedad de un terreno por la que puede deformarse más allá del límite elástico sin romperse o cambiar apreciablemente de volumen.

POLVO DE ROCA:

Ver Limo

POROSIDAD:

n A

Relación, expresada generalmente en tanto por ciento, entre (1) el volumen de huecos de una muestra de suelo dada y (2) el volumen total de la masa de suelo.

POROSIDAD EFECTIVA (POROSIDAD EFECTIVA DRENADA):

n_e A

Relación entre (1) el volumen de huecos de una masa de suelo o roca que puede drenarse por gravedad y (2) el volumen total de la masa de suelo.

PRESIÓN:

p FL^{-2}

Fuerza dividida por el área sobre la que actúa.

PRESIÓN HIDROSTÁTICA:

u_o FL^{-2}

Estado de tensión en la que todas las tensiones principales son iguales (y no existe tensión cortante) como en un líquido en equilibrio; es el producto del peso específico del líquido y de la diferencia de altura entre el punto dado y la superficie libre del agua.

EXCESO DE PRESIÓN HIDROSTÁTICA:

$\bar{u}$, u_e FL^{-2}

El exceso de presión sobre la presión hidrostática, que existe en los poros con agua.

PRESIÓN INTERSTICIAL (PRESIÓN DEL FLUIDO EN LOS POROS):

Ver Presión Neutra en Presión

PRESIÓN DE PRECONSOLIDACION:

p_c FL^{-2}

Máxima presión a la que ha estado sometido el suelo.

RADIO DE INFLUENCIA DE UN POZO:

Distancia desde el centro del pozo al punto más cercano en el que la superficie piezométrica no desciende cuando el bombeo ha conseguido el máximo caudal uniforme.

RED DE FILTRACIÓN:

Representación gráfica de las líneas de corriente y de las líneas equipotenciales (piezométricas) utilizadas en el estudio de la filtración.

RED DE FILTRACIÓN TRANSFORMADA:

Red de filtración cuyos contornos han sido adecuadamente modificados (transformados), de forma que pueda construirse la red consistente en cuadrados curvilíneos para representar la condiciones del flujo en un medio poroso anisótropo.

REDUCCIÓN VOLUMÉTRICA (CAMBIO VOLUMÉTRICO):

V_s A

La disminución en volumen , expresada en un porcentaje de masa de suelo, cuando se seca, de un suelo cuando el contenido de humedad se reduce de un porcentaje dado hasta su límite de reducción de volumen.

RÉGIMEN TURBULENTO:

Régimen de flujo en el que una partícula de agua puede moverse en cualquier dirección respecto a otra partícula cualquiera y en la que la pérdida de carga es aproximadamente proporcional a la segunda potencia de la velocidad.

RELACIÓN AGUA-HUECOS:

G_a A

Relación entre (1) el volumen de agua que puede drenarse de un terreno saturado por la acción de la fuerza de la gravedad y (2) el volumen total de huecos.

RELACIÓN AIRE-HUECOS:

G_v A

Relación entre (1) el volumen de huecos llenos de aire, y (2) el volumen de poros de un suelo.

RELACIÓN DE ÁREAS DE UNA CUCHARA DE MUESTRAS AL DE UN PORTATESTIGOS:

A_r A

$A_r = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2}(100)$ donde D_e representa el diámetro máximo exterior de la cuchara extractora de muestras y D_i el diámetro interior mínimo del mismo en el borde cortante. La relación de áreas da una indicación sobre el volumen de suelo extraído por la cuchara de muestras (tubo).

RELACIÓN DE CONTRACCIÓN:

R A

Relación entre (1) un cambio de volumen dado, expresado en tanto por ciento de volumen de suelo seco, y (2) la correspondiente variación del contenido de humedad, por encima del límite de contracción, expresada en tanto por ciento en peso del suelo secado en estufa.

RELLENO:

Depósito, hecho por el hombre, de suelos naturales o productos de rocas y materiales de desecho.

RESISTENCIA A COMPRESIÓN (RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIDIRECCIONAL O NO CONFINADA):

p_c, q_u, c_o FL^{-2}

Carga por unidad de área a la que rompe en el ensayo de compresión simple una muestra cilíndrica de suelo o roca no confinada. Habitualmente, la carga de rotura es la máxima que la muestra puede soportar en el ensayo.

RESISTENCIA A CORTANTE

s, T_f FL^{-2}

La máxima resistencia de un suelo al esfuerzo cortante

RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN (RESISTENCIA ESTÁNDAR A LA PENETRACIÓN) (RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN PROCTOR):

p_R, N FL^{-2} o golpes L^{-1}

(1) Número de golpes de un martillo de peso determinado dejado caer desde cierta altura,

UDHCONECTA.COM

necesarios para producir una determinada penetración de un pilote, tubo o portatestigos, en un suelo.

(2) Carga unitaria necesaria para mantener constante la velocidad de penetración de un instrumento en un suelo o en una probeta o instrumento.

(3) Carga unitaria necesaria para producir una determinada penetración de un instrumento en un suelo con una velocidad dada. Para una aguja Proctor, la penetración es 6,35 cm. (2,5 pulgadas) y la velocidad es 1,27 cm. por segundo (0,5 pulgadas/s).

RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN PROCTOR:

Ver Resistencia a la Penetración.

ROCA:

Material mineral sólido natural que se presenta en grandes masas o fragmentos.

ROCA MADRE:

Material del que ha derivado el suelo.

ROTURA POR CIZALLAMIENTO (FALLO POR ROTURA):

Rotura en la que el movimiento originado por el esfuerzo cortante en un suelo es de suficiente magnitud para destruir o poner en serio peligro la estructura.

ROTURA GENERAL POR CIZALLAMIENTO:

Rotura en la que se alcanza la resistencia total al esfuerzo cortante del suelo o roca, a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento, antes de que la estructura soportada por el suelo o roca sea deteriorada por un movimiento excesivo.

ROTURA LOCAL POR CIZALLAMIENTO:

Rotura en la que la resistencia al esfuerzo cortante del terreno o roca sólo se alcanza localmente, a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento, a la vez que la estructura soportada por el suelo es deteriorada por un movimiento excesivo.

ROTURA POR FLUENCIA:

Rotura en la cual la masa de suelo se mueve, como si se tratase de un fluido, una distancia relativamente grande.

ROTURA PROGRESIVA:

Rotura en la que la resistencia final al corte se moviliza progresivamente a lo largo de la superficie de deslizamiento.

ROZAMIENTO INTERNO (RESISTENCIA A CORTANTE)

FL^{-2}

Aquella parte del esfuerzo cortante de un suelo o roca representada por los términos: $\bar{\sigma}$ tg ϕ, en la ecuación de Coulomb $s=c+\bar{\sigma}$ tg ϕ,. Habitualmente se considera que es debido al entrelazamiento de las partículas del suelo o roca y a la resistencia al deslizamiento entre ellas.

ROZAMIENTO DE UN MURO CON LAS TIERRAS:

f FL^{-2}

Resistencia a fricción movilizada entre un muro y el suelo o roca en contacto con él.

ROZAMIENTO SUPERFICIAL:

f FL^{-2}

Resistencia al movimiento que se desarrolla entre el terreno y una estructura.

SENSIBILIDAD:

Efecto del remoldeo sobre la consistencia de un suelo cohesivo.

SENSIBILIDAD DE REMOLDEO (RELACIÓN DE SENSIBILIDAD):

S_t A

Relación entre (1) la compresión sin confinar de una muestra de suelo inalterada y (2) la compresión sin confinar del mismo suelo después de premoldearlo sin alterar su contenido de humedad.

SIFONAMIENTO

Progresivo arrastre de partículas de la tierra de una masa por percolación de agua que lleva al desarrollo de tubos de filtración.

SUBBASE:

Capa, que se utiliza en los sistemas de pavimentación, situada entre la explanación y la capa de rodadura o entre la explanación y el pavimento de hormigón.

SUBPRESIÓN:

Unitaria: u FL^{-2}

Total: U F o FL^{-1}

Presión del agua hacia arriba actuando bajo una estructura.

SUBSUELO:

(1) Suelo situado debajo de la explanación o del terraplén.

(2) Aquella parte del perfil del suelo situada debajo del horizonte A.

SUELO (TIERRA):

Sedimentos u otras acumulaciones de partículas sólidas sin consolidar producidos por la desintegración física y química de las rocas y que pueden, o no, contener materia orgánica.

SUELO CEMENTO:

Una mezcla densa y compacta de suelo pulverizado, cemento portland, y agua que a medida que se hidrata el cemento forma un material de pavimentación duro, durable y de bajo coste.

SUELO COHESIVO:

Suelo que, estando libre, tiene gran resistencia cuando está seco y bastante cohesión si está sumergido.

SUELO NO COHESIVO:

Suelo que estando libre, tiene muy poca o ninguna resistencia cuando está seco y muy poca o ninguna cohesión si está sumergido.

SUELO ORGÁNICO:

Suelo con un contenido elevado de materia orgánica. En general los suelos orgánicos son muy compresibles y no son capaces de resistir cargas.

SUELO PLÁSTICO:

Suelo que presenta plasticidad.

SUELO REMOLDEADO:

Suelo cuya estructura natural ha sido modificada por manipulación.

SUELO RESIDUAL:

Suelo que proviene de la meteorización de los materiales subyacentes.

SUELO EN SUSPENSIÓN:

Mezcla muy dispersa de suelo y agua.

SUELO TRANSPORTADO:

Suelo transportado desde su lugar originario por el viento, agua o hielo.

SUPERFICIE ESPECÍFICA:

L^{-1}

Área de la superficie por unidad de volumen de las partículas de suelo.

SUPERFICIE DE LA EXPLANACIÓN:

Superficie de tierra o roca preparada para soportar una estructura o un pavimento.

SUPERFICIE PIEZOMÉTRICA:

Superficie hasta la que ascenderá el agua en diversos piezómetros.

TAMAÑO DE ARCILLA:

Parte de terreno de partículas menores que 0,002 milímetros (0,005 milímetros algunas veces) (ver comentario anterior sobre arcillas).

TAMAÑO DE LIMOS

Aquellos finos del suelo que están comprendidos entre 0,02 mm. y 0,002 mm. (En algunos casos entre 0,05 mm. y 0,005 mm.)

UDHCONECTA.COM

TENSIÓN:

σ, p, f FL^{-2}

Fuerza por unidad de superficie, que actúa dentro de la masa del suelo.

TENSIÓN EFECTIVA (PRESIÓN EFECTIVA) (PRESIÓN INTER GRANULAR):

$\overline{\sigma}, \overline{f}$ FL^{-2}

Media de la fuerza por unidad de área transmitida grano a grano de la masa de suelo. Es la tensión que es efectiva en la movilización de la fricción interna.

TENSIÓN NEUTRA (PRESIÓN DE LOS POROS) (PRESIÓN DEL AGUA EN LOS POROS):

u, u_w FL^{-2}

Tensión transmitida por los poros de agua (agua que rellena los poros del suelo).

TENSIÓN NORMAL:

σ, p FL^{-2}

Componente de la tensión normal a un plano dado.

TENSIONES PRINCIPALES:

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ FL^{-2}

Tensiones que actúan normalmente a tres planos perpendiculares en un punto del terreno y en los que las tensiones tangenciales son nulas.

TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR:

σ_1 FL^{-2}

La mayor tensión principal (en lo que se refiere al signo).

TENSIÓN PRINCIPAL MENOR:

σ_3 FL^{-2}

La menor tensión principal (en lo que se refiere al signo).

TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA:

σ_2 FL^{-2}

Tensión principal cuyo valor está comprendido entre la mayor y la menor de las tres tensiones (en lo que se refiere al signo).

TENSIÓN TANGENCIAL (ESFUERZO CORTANTE) (ESFUERZO TANGENCIAL):

τ, s FL^{-2}

Componente de la tensión según un plano dado.

TENSIÓN TOTAL:

σ, f FL^{-2}

Fuerza total por unidad de área actuando en una masa de suelo. Es la suma de la tensión neutra y efectiva.

TENSIÓN DE DESVIACIÓN:

$\Delta, \sigma, \sigma_1-\sigma_3$ FL^{-2}

Diferencia entre las tensiones principales mayor y menor en un ensayo triaxial.

TERRENO DE CIMENTACIÓN :

Parte superior del terreno que soporta las cargas de la estructura.

TEXTURA DEL SUELO:

Ver granulometría.

TIERRA VEGETAL

Superficie de suelo conteniendo normalmente materia orgánica.

TEXOTROPÍA:

Propiedad de un material que le permite alcanzar gran resistencia cohesiva estando en reposo muy poco tiempo, pero que sometido a una enérgica agitación adquiere una débil consistencia o se convierte en un fluido de elevada viscosidad: el proceso es completamente reversible.

TUBO DE FLUJO:

Parte de una red de filtración limitada por dos líneas de corriente contiguas.

TURBA:

Suelo compuesto de materias orgánicas en diferentes estados de descomposición; con olor orgánico, generalmente de colores que oscilan entre el marrón oscuro y el negro y de consistencia esponjosa, y textura que va de fibrosa a amorfa.

VALOR DE FLUENCIA:

N_σ A

Cantidad igual a $tg^2\ (45°+(\varphi/2))$

VELOCIDAD DE DESCARGA:

v LT^{-1}

Cantidad de agua que circula, en la unidad de tiempo, a través de un medio poroso de superficie unitaria perpendicular a la dirección de las líneas de filtración.

VELOCIDAD DE FILTRACIÓN :

v_s, v_f LT^{-1}

Relación de la velocidad de descarga del agua a través de un medio poroso por unidad de área de los huecos perpendiculares a la dirección del flujo.

ZAPATA:

Parte de la cimentación de una estructura que transmite las cargas directamente al terreno.

ZONA CAPILAR

Zona por encima del nivel del agua libre en la que el agua es sostenida por la acción capilar.

UDHCONECTA.COM

Apéndice E.
Construcción de presas de tierra

E.1. Generalidades.

La necesidad de un control en la construcción de presas de tierra es un hecho reconocido desde hace muchos años. En 1932 Justin [1][22] escribió:

> "Todo un diseño seguro puede arruinarse completamente por falta de cuidado y control en la ejecución, esto puede dar como resultado la destrucción de la estructura. Prestar atención a los detalles de la construcción, es por eso tan importante como la investigación y el propio proyecto."

Como ejemplo de las consecuencias de ignorar el control en la ejecución, se tienen las numerosas presas de tierra construidas en los Estados Unidos durante el primer cuarto de siglo que no sobrevivieron después del primer llenado del embalse. La información referente a estas presas muestra que su construcción se efectuó sin humedecer el suelo y sin efectuar ningún proceso especial de compactación.

El rápido desarrollo de las teorías de la mecánica del suelo a partir del año 1925, ha originado un progreso de gran importancia en el conocimiento de los factores que intervienen en la transformación de la tierra suelta en un material estructural. Durante el mismo período, sin embargo, la evolución de las grandes máquinas de movimiento de tierras, ha aumentado considerablemente el volumen y la rapidez de la colocación de las tierras, intensificando de esta forma el problema del control de calidad. El progreso futuro en la economía del proyecto de obras de tierra depende, no solamente de los avances de la ingeniería de cimientos y mecánica del suelo, sino también en gran proporción de la insistencia del inspector en el seguimiento de las buenas prácticas constructivas realizadas de acuerdo con el Pliego de Condiciones y de la habilidad del inspector para asimilar y aplicar conscientemente las técnicas de control adecuadas.

El control en la construcción se puede llevar a cabo mediante inspecciones, ensayos e informes. El inspector de cimentaciones y obras de tierra asume la responsabilidad de asegurar que el trabajo, que le ha sido asignado para su inspección, se realiza de acuerdo con el Pliego de Condiciones. Para hacer frente a esta responsabilidad de una forma eficaz, debe ser informado de todos los detalles del proyecto y reglamentación correspondientes a la obra en cuestión. Es deseable que el inspector reúna las condiciones de honradez, cortesía, decisión, iniciativa y sentido común. El diario del inspector, en el que debe registrar los datos sobre las condiciones y progreso de la obra y anotar las conversaciones e instrucciones dadas al contratista, es un valiosísimo documento que debe ser conservado.

Para que el control de obras de tierra sea eficaz es necesario emplear medios de laboratorio. En el caso de presas pequeñas, éste puede ser de tipo portátil o un pequeño laboratorio de campo situado en un lugar cercano a la obra. En la mayoría de los casos pueden usarse también laboratorios comerciales. Los procedimientos de control recomendados en este libro reducirán el coste de los ensayos de control sin dejar por ello de asegurar una ejecución satisfactoria.

Los restos de presas de tierra indican que las primeras presas construidas por el hombre fueron probablemente hechas con tierra. Las

[22] El número entre corchetes referencia el número en la bibliografía (sec. E10).

UDHCONECTA.COM

antiguas presas se construyeron a base de tropas de obreros que transportaban la tierra con cestos. La excavación se realizaba manualmente y se conseguía una compactación accidental por el paso de los porteadores. Los datos existentes no indican que hubiera ningún proceso intencionado de humectación o compactación del terreno antes del siglo XIX. La importancia de la compactación del suelo se hizo evidente por vez primera en Inglaterra donde, hacia el año 1820, se utilizaron con este fin, rebaños de ovejas y otros animales. A mediados del siglo XIX ya estaban en uso en Europa las apisonadoras pesadas de rodillos de hormigón o metálicos y habían sido introducidas en los Estados Unidos.

El primer rodillo de pata de cabra, el "Petrolithic", se patentó en los Estados Unidos en 1906, para ser utilizado en la compactación de superficies de rodadura, tratadas con productos asfálticos. El empleo inicial más notable de estos rodillos de pata de cabra en la compactación de terraplenes tuvo lugar en 1912, durante la construcción de unos depósitos para combustible de las compañías de petróleos de California. Este tipo de rodillo demostró ser el único capaz de compactar en capas paralelas y de proporcionar una compactación uniforme sin producir laminaciones. A causa, principalmente, de la evolución del automóvil y de la aviación que requirieron pronto explanaciones de gran resistencia, fueron desarrollándose rodillos cada vez más pesados y voluminosos durante la primera mitad del siglo XX.

La literatura más antigua existente, sobre el control de humedad en terraplenes apisonados con rodillos, data de 1907 cuando Bassell [2] escribió:

> "Tan malo es el exceso (de agua) como la falta de ella. Ambas cosas deben ser evitadas. Parece ser que sólo la experiencia puede permitirnos determinar exactamente la cantidad adecuada de agua a emplear con los diferentes tipos de suelos y sus distintas condiciones. En el apisonado y consolidación de un terraplén todas las partes del mismo que muestren tendencia a vibrar deben ser retiradas inmediatamente... "

Hasta 1933 no se estableció un método definido para controlar la humedad y la energía de compactación. En una serie de artículos publicados en 1933, Proctor [3] dio los principios de compactación de los suelos y su aplicación. La figura 5-74 muestra la curva de compactación de Proctor (o de laboratorio), la cual indica, que para una energía de compactación dada, existe un contenido de agua, llamado humedad óptima, que produce la máxima densidad o el menor volumen total de huecos para un suelo cohesivo determinado. Con un esfuerzo de compactación mayor, se obtienen curvas de humedad-densidad distintas, cuyos puntos óptimos corresponden a contenidos de humedad inferiores, y a densidades mayores.

La figura E-l, permite observar las operaciones de terraplenado de la presa de Ridgway. Aunque Ridgway no es una pequeña presa, la fotografía ilustra los equipos de colocación, extendido, escarificación y compactación utilizados en una presa de tierra.

E.2. Compactación Mecánica de Suelos.

Ha sido definitivamente demostrado que la compactación de suelos cohesivos sigue los principios establecidos por Proctor. Aunque se utilizan muchos tipos de energías de compactación como estándares y para compactar suelos cohesivos, el efecto de la variación del contenido de humedad sobre el peso específico resultante, es sensiblemente el mismo para todos los métodos. Cada esfuerzo de compactación tiene su propio contenido de humedad. El tipo de compactación utilizado por el Bureau (Buerau of Reclamation) tiene la misma cantidad de energía que el ASTM D-698 (ver sección 5.49(e)). Esta compactación se aproxima a la compactación efectuada en el campo por 12 pasadas de los rodillos de dos tambores con 20 toneladas de peso, indicados en la sección G-29, sobre una capa suelta de 8 a 9 pulgadas (20 a 23 centímetros) (capas compactadas de 6 pulgadas, 15 centímetros. La relación entre la curva humedad-densidad obtenida con este rodillo y la curva obtenida con el ensayo estándar de laboratorio varía según los suelos, pero, en conjunto, ambas son lo suficientemente parecidas para que el ensayo standard pueda ser utilizado a efectos de control. La figura E-2 muestra las curvas medias obtenidas con el rodillo sobre tres suelos totalmente diferentes, utilizados en presas del Bureau, y a la vez las correspondientes curvas obtenidas en laboratorio [4].

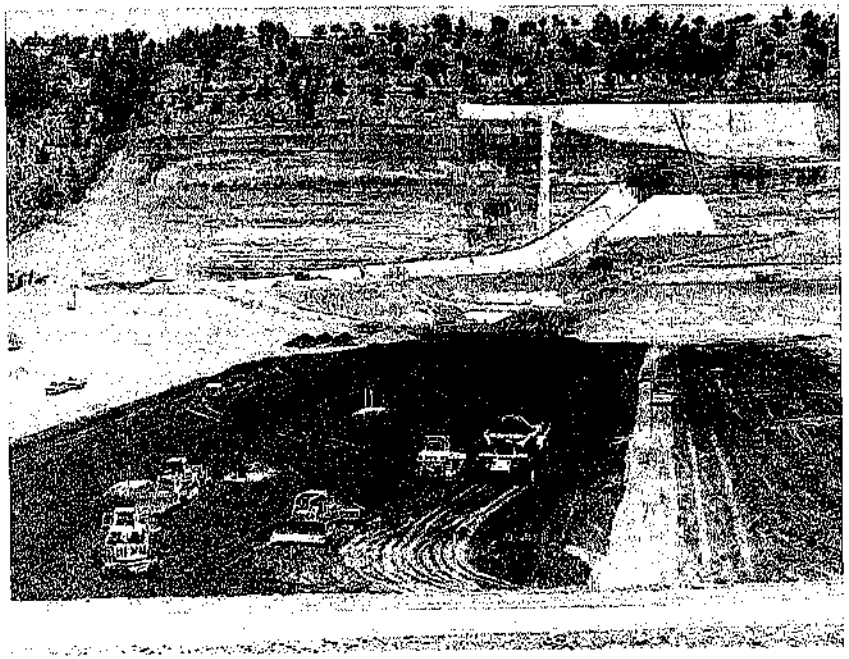


Figura E-1.-Operaciones de construcción de un dique. Dren chimenea de arena y grava y zonas de gravas-piedras, en un relleno impermeable. Presa de Ridgway, Dallas Creek Project, Colorado. P894-427-6045 NA

En suelos cohesivos compactados son de gran importancia la permeabilidad, la resistencia al esfuerzo cortante y la compresibilidad. La teoría y la experimentación han demostrado que aumentando la densidad seca disminuye la permeabilidad de un determinado suelo, a causa de la correspondiente disminución en el volumen de huecos. Por lo tanto, para alcanzar la máxima impermeabilidad es deseable obtener la máxima compactación. Sin embargo, en el proyecto no siempre se exige una absoluta impermeabilidad y, sobre todo, en el caso de las arcillas, con solo un moderado esfuerzo de compactación puede obtenerse una

UDHCONECTA.COM

impermeabilidad suficiente. Por otra parte, los suelos de arenas y gravas bien graduadas e incluso las rocas, pueden impermeabilizarse casi por completo mediante el machaqueo y la compactación con rodillos de gran peso.

Las dimensiones de terraplenes dadas en el capítulo 6, están basadas en valores de la cohesión y ángulos de rozamiento interno obtenidos mediante ensayos de laboratorio con suelos típicos. El control de la compactación tiene por objeto garantizar una densidad seca del suelo suficiente para que las resistencias que se obtengan sean comparables a las utilizadas en el proyecto de terraplenes citados. Aunque el efecto de la densidad sobre la cohesión es pequeño, en comparación con el de la variación del contenido de humedad, los ensayos indican que el ángulo real de rozamiento interno de un suelo varía con la compactación del mismo. Dicho ángulo varía según los suelos a causa de las diferencias de composición mineralógica y de la forma, tamaño y granulometría de las partículas que los constituyen.

En los suelos cohesivos, las presiones intersticiales producidas por las fuerzas de compresión aumentan rápidamente con el contenido de humedad en las cercanías del máximo de la curva de compactación. La compactación de un suelo con un contenido de humedad ligeramente inferior al óptimo, produce presiones intersticiales relativamente menores y por lo tanto mayores esfuerzos cortantes. La reducción del esfuerzo cortante provocado por la reducción del peso específico (humedad óptima) es mayor que la compensada por el incremento del esfuerzo cortante causado por la reducción de la presión intersticial. Por lo tanto, el máximo esfuerzo cortante de suelos cohesivos respecto a un método de compactación se da justo a una humedad ligeramente inferior que el máximo de contenido de humedad.

La compresibilidad de un suelo es la relación entre la presión efectiva ejercida sobre el suelo y el cambio de volumen que experimenta. Los suelos de tipo impermeable son de compresibilidad variable, dependiendo ésta de la cantidad y carácter de los finos (limos y arcillas) y de la cantidad y granulometría de las partículas gruesas (arenas y gravas) que contienen. Para un suelo determinado, con un contenido de humedad dado, cuanto mayor es la densidad, menos compresible es. La relación entre la compresibilidad y el desarrollo de presiones intersticiales es tal, que para un cierto contenido de aire y de agua, estas presiones aumentan rápidamente cuando aumenta su compresibilidad. En general, un suelo cohesivo muy compresible desarrollará unas presiones intersticiales muy altas al ser cargado, a menos que haya una cantidad apreciable de aire en el suelo compactado. El procedimiento más eficaz de lograr un suelo con aire en los poros y que tenga, además de ello, una elevada densidad, es compactar el suelo con un contenido de humedad ligeramente inferior a la óptima. Sin embargo, esto debe de ser compensado con la necesidad de tener una zona impermeable deformable que no rompa. Un suelo compactado a la humedad óptima tiene más posibilidades de tener esta característica.

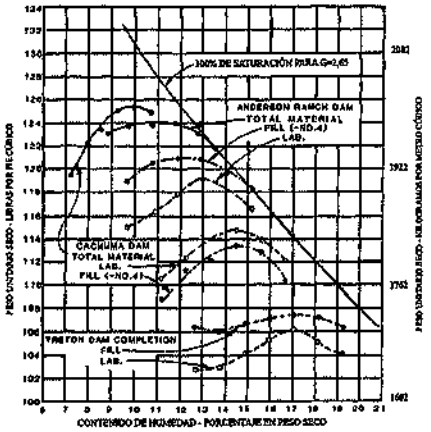


Figura E-2.-Curvas de compactación de laboratorio y valores medios "in situ" de terraplenes de tres presas de tierra. 101-D-248.

Los suelos de grano grueso permeables, también llamados suelos no cohesivos o de fácil drenaje, se utilizan comúnmente en grandes zonas de las presas de tierra y también como relleno alrededor de las conducciones o detrás de los muros de retención. Estos suelos también se usan como material filtrante para el drenaje en pozos y alrededor de las estructuras hidráulicas. Estos suelos son permeables por naturaleza y una vez compactados muestran una resistencia al esfuerzo cortante relativamente elevada. Sin embargo, son compresibles si se encuentran sin compactar y pueden experimentar fluxión espontánea cuando están saturados. Estas deseables propiedades de resistencia elevada y baja compresibilidad, pueden mejorarse grandemente por compactación en los suelos permeables. Si bien la permeabilidad disminuye con este procedimiento, esta reducción es normalmente admisible desde el punto de vista del proyecto.

El método más eficaz de compactar suelos no cohesivos es la vibración, siempre que el material esté perfectamente seco o casi saturado de agua. Este último procedimiento es normalmente el único realizable a pie de obra, ya que rara vez se tiene un material perfectamente seco. La resistencia al esfuerzo cortante de los materiales permeables, como son las arenas limpias, gravas y escolleras, depende casi por completo del ángulo de rozamiento interno. La cohesión es despreciable, y la presión intersticial del agua nunca es mayor que la presión hidrostática debido al drenaje natural del suelo. El ángulo de rozamiento interno es función del tamaño, forma y granulometría de los granos, pero para un determinado suelo no cohesivo su valor varía bastante con el índice de huecos. El grado de compactación de un suelo está dado por su densidad relativa, cuya definición se dio en el apartado 5.19(f).

E.3. Preparación de la cimentación.

Las características del proyecto de cimentaciones se han estudiado en el capítulo 6, parte C. Los puntos débiles en la construcción de presas de tierra se encuentran generalmente en la cimentación y en la zona de contacto entre el terreno natural y el propio terraplén. La construcción de los dispositivos de control de filtración y de estabilidad, debe ser supervisada cuidadosamente por los servicios de inspección, siempre de acuerdo con el pliego de condiciones. Deben controlarse los métodos de extracción del agua utilizados en las operaciones de excavación de las zanjas de impermeabilización, o en la estabilización de los cimientos, con objeto de comprobar que el material fino no está siendo arrastrado a consecuencia de un mal sistema de colocación de los pozos de agotamiento. Cuando sea posible, los drenajes y sumideros deberán colocarse fuera de la zona a excavar con el fin de evitar la creación de un fondo "vivo" debido a la corriente de agua ascendente. Los pozos y sus canales de drenaje en la zona impermeable deben de ser evitados debido a la dificultad de darles lechada y rellenarlo y el peligro de dañar la zona de contacto impermeable de la cimentación.

Las zapatas de hormigón para las pantallas de impermeabilización y los agujeros de inyección de lechada deben hacerse sobre roca no fragmentada. Debe estar prohibido el uso de explosivos en la excavación de estas estructuras, o al menos sometido a un control riguroso de acuerdo con el Pliego de Condiciones, para evitar la fragmentación del cimiento. En los últimos años el uso de recubrimientos con cemento y muros de hormigón ha descendido debido a la dificultad en su construcción sin dañar la roca. Una alternativa es dejar la cimentación alta y colocar drenajes en la zona con mucho agua. La excavación hasta el final de la cimentación se lleva a cabo después de la protección. En roca pobre, pueden ser necesarios drenajes muy largos. En roca sólida no será necesario ni el recubrimiento ni una cimentación profunda.

Cuando el recubrimiento es levantado hasta el lecho rocoso, la superficie de éste, incluyendo todas las cavidades y depresiones, debe

UDHCONECTA.COM

limpiarse cuidadosamente de tierra o fragmentos de rocas, antes de empezar a construir el terraplén encima de él. Esta operación de limpieza requiere mano de obra y el empleo de aire comprimido. Como las superficies rocosas se alteran rápidamente cuando se exponen al aire libre, deben ser cubiertas inmediatamente con material del terraplén. La roca de la cimentación debe de ser moldeada para eliminar salientes y grandes pendientes. Las grandes superficies de roca deben de ser estables durante la construcción y deben de ser minimizadas para mantener un suave perfil continuo para disminuir la diferencia de asentamiento y concentración de tensiones en los estribos. Las pendientes deberían de ser 0,5:1 (horizontal a vertical) o menor pendiente. Debajo de la zona impermeable, todos los elementos sueltos deben de ser eliminados, pendientes pronunciadas superiores a 0,5:1 y mayores de 1 pie (30 cm) deben de ser excavadas o tratadas con hormigón de limpieza (hormigón convencional utilizado para igualar superficies, rellenar irregularidades y proteger roca pobre) y reducirlas a una pendiente 0,5:1 o menor. Fuera de la zona impermeable, todos los elementos sueltos deben de ser eliminados, y las superficies con pendientes superiores a 0,5:1 y 5 pies (150 cm.) de longitud deben de ser excavadas o tratadas con hormigón de limpieza y reducidas a una pendiente 0,5:1 o menor.

Los huecos pequeños que se encuentran en la cimentación deben de ser rellenados con lechada o mortero de juntas. Sin embargo, estos materiales no deben de utilizarse en superficies expuestas de la cimentación. La lechada y el mortero de juntas están formados por cemento Pórtland y agua, y en algunos casos, cemento Pórtland, arena y agua.

El hormigón de limpieza debe de ser utilizado para rellenar agujeros y grutas creadas por las capas en estratos y otras irregularidades como las fallas y grandes juntas o canales en superficies rocosas. El hormigón de limpieza puede usarse con encofrados para preparar pendientes pronunciadas y rellenar salientes. Las figuras E-3 y E-4 ilustran la limpieza de una cimentación y el uso de hormigón de limpieza.

Todas las explosiones para excavar o modificar la forma de las superficies de las rocas deben de realizarse con sumo cuidado. Deben de ser utilizadas técnicas de voladura amortiguada y voladura de precorte.

Si el terreno de cimentación es tierra, todos los materiales inadecuados, tales como materia orgánica, tocones, brazas, césped o grandes raíces, deben ser cuidadosamente extraídos y eliminados. Las operaciones de despeje deben ser llevadas con todo esmero para asegurarse de que se han quitado todos los materiales que puedan volverse inestables por saturación, aquellos que pueden dificultar la creación de una buena unión entre el cimiento y la estructura y todas las bolsadas de suelo cuya compresibilidad sea notablemente mayor que la del resto del cimiento. La remoción de materiales permeables situados debajo de las zonas permeables o semipermeables del terraplén, debe limitarse a la zona superficial de acarreos y raíces. Deben excavarse pozos de ensayo para estudios posteriores si las operaciones de despeje indican la presencia de materiales inestables o poco adecuados. Un ingeniero experimentado deberá efectuar las inspecciones oportunas.

Antes de colocar la primera tongada del terraplén sobre un cimiento de tierra, es necesario humedecer y compactar la superficie con rodillos para obtener así una adecuada ligazón. Si la superficie de cimentación es rocosa debe humedecerse pero no debe quedar agua cuando se vaya a colocar la primera capa. Algunas veces la superficie de cimentación requiere operaciones de escarificado con rastrillos para obtener una buena trabazón; sin embargo, normalmente no es necesaria la escarificación si se consigue una buena penetración con los rodillos de pata de cabra. En aquellos puntos en que la roca base pueda haber sido dañada por esta penetración se puede emplear, para la primera capa

compactada, una capa de tierra de espesor mayor que el especificado en el Pliego de Condiciones. No obstante, el espesor de esta primera capa, en estado suelto, no debe nunca exceder de 15 pulgadas (40 centímetros) para una longitud de la pata del rodillo de 9 pulgadas 2(3 centímetros); para garantizar una buena compactación son necesarias unas pasadas adicionales del rodillo. En las bolsas que no puedan compactarse con el rodillo especificado deben utilizarse métodos especiales; por ejemplo, un apisonado manual por percusión, en lugar de permitir un espesor de tongada inicial demasiado grande, con el fin de obtener una superficie uniforme para la compactación.

Una alternativa al uso de grandes pesos es utilizar compactadoras de ruedas neumáticas o un equipo de ruedas neumáticas y arar o rastrillar las superficies para obtener una buena unión entre capas. El uso de compactadores de pata de cabra puede comenzar cuando el relleno es suficientemente grande como para proteger la cimentación de la pata de cabra. El peso específico y la humedad deben de ser cuidadosamente monitorizados en la zona de contacto de la cimentación, y las operaciones de colocación y compactado deben de ser inspeccionadas cuidadosamente.

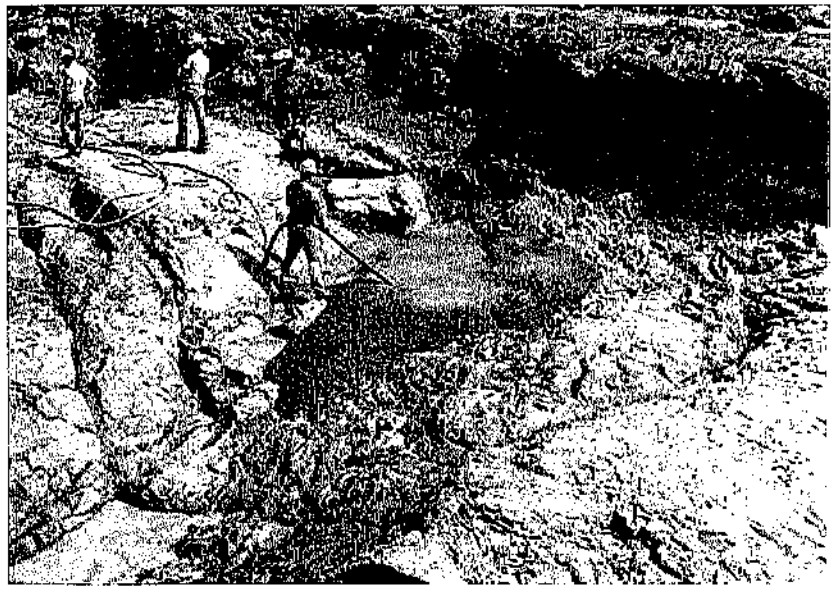


Figura E-3.- Limpieza de un cimiento de roca. Se utiliza hormigón de limpieza para rellenar una superficie irregular en la roca debajo de la zona impermeable. Presa de McGee Creek, sudeste de Oklahoma. P801-D-81035

Las figuras E-4, E-5 y E-6, muestran técnicas especiales de compactación a lo largo del contacto entre la masa de tierra y el estribo rocoso. Las superficies irregulares en la roca, pueden impedir obtener una buena compactación con rodillos, por lo que puede

UDHCONECTA.COM

ser necesario utilizar técnicas de compactado a mano. Sin embargo, donde las superficies de la cimentación lo permitan, deben de usarse compactadores de ruedas o equipos neumáticos en el contacto de ambas superficies. En las superficies con pendiente, debe de compactarse con una pendiente 6:1 para dar pendiente a los rellenos. Deben de eliminarse las pendientes de las superficies de las estructuras hasta alrededor de 1:10 para facilitar la compactación.

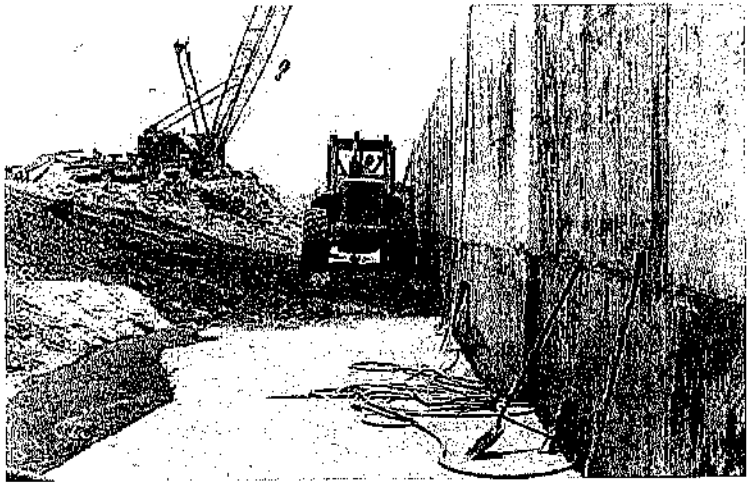
Debe evitarse, por lo general, el empleo de un suelo excesivamente húmedo para la primera tongada sobre el cimiento; en lugar de eso debe humectarse adecuadamente la superficie de cimentación. En estribos rocosos irregulares e inclinados puede ser necesario el empleo de un material con una humedad superior a la óptima, con el fin de asegurar una buena unión. Sin embargo, esto es sólo admisible en casos excepcionales y con la aprobación del organismo responsable de la obra. Cuando se emplean métodos especiales de compactación, debe tenerse cuidado de garantizar asimismo una buena trabazón entre las sucesivas capas de material. Esto puede exigir una ligera escarificación entre cada dos tongadas. El apéndice G contiene un ejemplo de Pliego de Prescripciones, y en él se dan normas relativas a los trabajos de preparación del cimiento. Bureau of Reclamation Desing Standards N° 13, capítulo 3, puede ser también utilizado como referencia en el tratamiento de la superficie del cimiento



Figura E-4.-Utilización de hormigón de limpieza para rellenar una roca irregular de pendiente pronunciada. Compactación especial en la zona de la pendiente pronunciada . Presa de Ridgway, Dallas Creek Project, Colorado. P801-D-81036.



(a) Primera capa de la zona 1 contra la roca. P801-D-81037



(b) Zona 1 B contra el conducto de salida. P801-D-81038

Figura E-5.- Máquina de ruedas neumáticas utilizada para compactación. Presa de McGee Creek, Oklahoma.

UDHCONECTA.COM

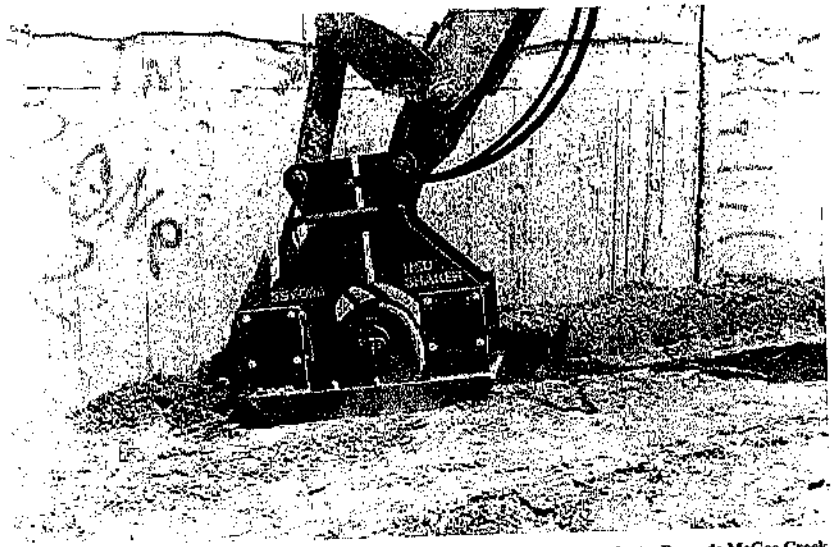


Figura E-6.-Placa vibratoria utilizada para compactación especial adyacente a un conducto. Presa de McGee Creek, Oklahoma P801-D-81309.

E.4. Terraplén.

En el apéndice G, se dan normas relativas al control del extendido, contenido de humedad y compactación del terraplén. Estas normas han de estar complementadas con medidas que aseguren su cumplimiento. En el caso de presas pequeñas, del tipo estudiado en este libro, el principal objetivo del control de la construcción de terraplenes de suelos cohesivos consiste en lograr, que la puesta en obra del material se realice con la humedad óptima y la densidad máxima obtenida en el laboratorio. Se toma la humedad óptima, en vez de una humedad ligeramente inferior por las razones aducidas en el apartado 6.15. Las variables fundamentales que influyen en la construcción de terraplenes son: la distribución de los suelos; colocación, humedad y uniformidad en todo el material a extender, la humedad del material de préstamos, los métodos a elegir para corregir esta humedad (si es excesiva o escasa), las características de los rodillos, el número de pasadas, el espesor de las tongadas, tamaño máximo y cantidad de grava que contiene el material, el estado de la superficie de las capas después del apisonado y el rendimiento de la compactación por percusión en lugares inaccesibles a un rodillo normal.

La figura E-7, muestra el proceso de colocación, nivelación y compactación de la zona semipermeable del terraplén de la presa Olympus. Como el material no era lo suficientemente permeable para admitir una compactación del tipo de la descrita en la sección E-5, se emplearon rodillos de pata de cabra. La sección transversal de esta presa se muestra en la figura 6-74, y una fotografía de la obra ya terminada en la 4-4.

Para obtener buenos resultados en la construcción de estas obras son indispensables una inspección adecuada y ensayos de

laboratorio. Es imposible, incluso para un técnico experimentado, determinar a simple vista el grado de compactación de un suelo cohesivo especialmente cuando tiene menos humedad que la óptima. La cohesión aparente de estos suelos los hace firmes y estables y les da una apariencia de gran compacidad que desaparece en cuanto el suelo se satura. No existe un sustituto eficaz de los ensayos de control para determinar el grado de compactación en estos suelos. Los ensayos deben incluir todas las zonas críticas en las que las filtraciones o disminuciones de resistencia puedan ocasionar roturas.

La inspección de los pozos de préstamos supone también el control y registro de todas las operaciones anteriores a la puesta en obra del material. Se elegirán las zonas que se van a excavar, las profundidades de los desmontes y las partes de la presa en las que es necesario colocar determinados materiales. La persona que inspeccione las zonas de préstamos, comprobará la calidad de los métodos de mezclado o de segregación, utilizados por el contratista. Si es necesario, cooperar con éste en la tarea de determinar la cantidad de agua a añadir o quitar, para conseguir una humedad adecuada del material antes de su puesta en obra. Para determinar el estado de humedad natural de la tierra, con relación a la humedad óptima, puede utilizarse el método rápido de compactación dado en USBR 7240 del Manual de Tierras [5]. Los métodos más rápidos pero menos precisos (con una precisión del 1% del contenido real de humedad) son USBR 5310, Determinación del Contenido en Humedad de Suelos Utilizando la Reacción del Calcio Hidratado, y el USBR 5315, Determinación de Contenido en Humedad de Suelos con el Método del Horno Microondas. Debe de hacerse todo lo posible para obtener el material excavado lo más cerca del contenido óptimo de humedad antes de ser llevado a la presa.

El inspector de obra debe disponer de los medios convenientes para determinar la ubicación y cota del terraplén en donde se realicen ensayos y poder registrarlos. Debe establecerse un control horizontal por medio de coordenadas y estaciones. Se ha demostrado que es conveniente establecer del mismo modo un control vertical por medio de puntos de referencia, o utilizando miras taquimétricas, de forma que con un simple nivel de mano el inspector pueda establecer en cualquier momento una determinada cota. Una vez que el material esté en el lugar en donde se va a construir el terraplén, el inspector deberá comprobar que se coloca en el sitio adecuado. La capa anterior debe de ser compactada adecuadamente y rastrillada o arada, si es necesario, para asegurar una buena unión con la siguiente capa. El inspector debe de estar alerta de las zonas más blandas provocadas por el movimiento de equipos y asegurar que son aradas o rastrilladas para asegurar una buena unión con la siguiente tongada. En los terraplenes heterogéneos hay que pintar las líneas de separación en la roca del estribo o al menos marcarlas con banderolas. Dentro de cada zona, o en todo el terraplén, si éste es homogéneo, la idea general en la puesta en obra de los materiales será colocar el material más impermeable en el centro de la zona y el material más grueso o más permeable hacia los taludes, de forma tal, que la permeabilidad y estabilidad aumenten desde el centro hacia los paramentos. En general, cuando los materiales tengan distinta densidad seca pero la misma velocidad de filtración, los de mayor densidad seca deben colocarse, según cual sea el caso, en la parte exterior de la zona o de la presa.

Una vez que los materiales se han colocado en su sitio, el inspector debe comprobar si el contenido de humedad que debe tener antes de la compactación es el adecuado. Esto es de la mayor importancia. Para esta comprobación puede usarse el método de la aguja Proctor, o el método rápido. Si los materiales están demasiado secos es preciso acondicionarlos humectándolos antes, durante su extensión o después.

La forma en que el contratista riegue y mezcle los suelos puede variar, pero es de la máxima importancia que el agua precisa se distribuya uniformemente en toda la capa extendida antes de proceder a la compactación.

UDHCONECTA.COM

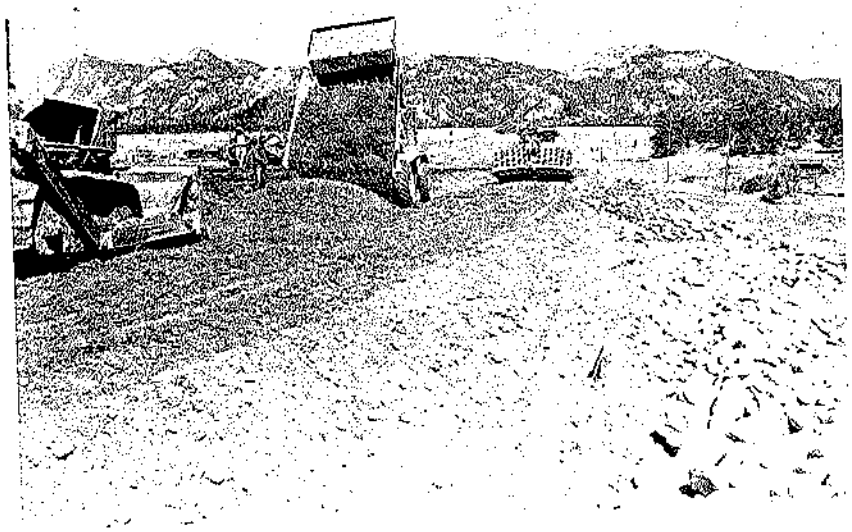


Figura E-7.-Colocación, nivelación y compactación del terraplén en la presa Olympus. Una combinación de presa de tierras y gravedad sobre el río Big Thompson, en Colorado. 375-EPA-PS.

Otro trabajo de inspección importante es la comprobación del espesor de la capa compactada. Una capa que se ha extendido con un espesor excesivo, no podrá dar la densidad deseada para unas determinadas condiciones de compactación. Antes de iniciar las maniobras de colocación, será determinado el espesor que han de tener las capas para que una vez compactadas alcancen el espesor especificado en el Pliego. Normalmente, con capas de 8 a 9 pulgadas (20 a 22 cm.) se obtienen luego espesores de 6 pulgadas (unos 15 cm). Un método para determinar el espesor medio de las capas colocadas es dibujar diariamente una sección transversal de la presa respecto a una exterior de referencia. El informe diario del inspector deberá incluir el número de capas colocadas en dicha sección, con lo que se podrá determinar el espesor medio.

La eliminación de los fragmentos de roca de excesivo tamaño, cuando estos se encuentren en un porcentaje superior al 1 por 100, se realiza con más eficacia antes de poner el material en obra. Este método se utilizó en la presa de Crescent Lake, que se ilustra en la figura E-8. La pala, en la izquierda de la fotografía, está excavando y mezclando el material. La pala cargadora transporta el material a unas cribas accionadas eléctricamente que separan los fragmentos de tamaño excesivo. Los camiones se cargan luego por medio de cintas transportadoras. La figura E-9 muestra operaciones de extracción en una zona de préstamo impermeable en la presa de Ridgway, la cual fue completada en 1986, y muestra un equipo moderno.



Figura E-8.- Eliminación de las rocas excesivamente grandes mediante cribado del material suelto. Zona de préstamo de una pequeña presa de tierras de almacenamiento en Crescent Creek, Oregón. P806-126-55

Si la proporción de fragmentos grandes es reducida pueden eliminarse manualmente, o en ciertos casos favorables, mediante rastrillos de distintos tipos. Los fragmentos de tamaño excesivo, que han escapado a esta primera revisión, pueden ser localizados generalmente por el inspector durante la compactación sin más que observar el rebote que sufre el rodillo cuando pasa sobre uno de dichos fragmentos ocultos. El inspector debe asegurarse, en este caso, que esas rocas son retiradas del relleno.

El inspector asume la responsabilidad de asegurar que el número de pasadas de la máquina compactadora sea el especificado. Un descuido en este sentido puede redundar en un descenso notable en el peso específico. La insistencia en una organización absoluta en la obra y el establecimiento de un proceso de construcción rutinario minimizará la posibilidad de problemas causados por poco número de pasadas.

La comprobación final, del grado de compactación obtenido, se hace por el método rápido de control dado en USBR 7240 en el *Manual de Tierras* [E-5] o por otros métodos que comparen el peso específico en el laboratorio con el del emplazamiento. Si la densidad seca en el emplazamiento del material que pasa por el tamiz Nº 4, es superior a la mínima admisible según la sección E-9, y si el contenido de humedad está dentro de los límites especificados, el terraplén está listo para la colocación de la próxima tongada una vez que se efectúen las operaciones de escarificación o arado y humectación que aseguren una buena trabazón entre ambas. Es

UDHCONECTA.COM

una buena práctica comprobar periódicamente el método rápido de compactación con el test de compactación Proctor, USBR 5500 del *Manual de Tierras*.

El apisonado mecánico debe de minimizarse, debiéndose utilizar el equipo de compactación con rodillos, tanto como sea posible. Cuando se utiliza el apisonado mecánico alrededor de estructuras, a lo largo de los estribos y en zonas inaccesibles al equipo normal de compactación debe vigilarse y comprobarse cuidadosamente por medio de ensayos frecuentes de densidad. El procedimiento de compactación por percusión depende en gran parte del tipo de pisón que se utilice. Algunos de los factores que influyen en la densidad obtenida son: el espesor de la capa; el tiempo de apisonado; la presión del aire si los pisones son de aire comprimido; el contenido de humedad del material y la masa del aparato apisonador.

Una tarea importante de la inspección es determinar cuándo y dónde deben hacerse ensayos de densidad en obra. Tales ensayos deberán realizarse (1) en zonas en que se tengan dudas del grado de compactación obtenido, (2) en zonas de gran concentración de obra y (3) por cada 2.000 yd^3 (1.500 m^3) puestos en obra y cuando no se dan las condiciones (1) y (2). Las zonas en que la compactación puede ser insuficiente suelen ser las que separan el apisonado mecánico y el de rodillos, a lo largo de los estribos y pantallas de impermeabilización, aquéllas en las que los rodillos dan la vuelta durante su trabajo, donde se compacten capas de demasiado espesor, donde exista un contenido de humedad inadecuado y, por último, aquellas zonas en las que el número de pasadas de los rodillos compactadores ha sido menor que el especificado. Cuando el trabajo se ha concentrado en una pequeña zona (por ejemplo, si se han colocado muchas capas de material en un solo día) deben efectuarse ensayos en dicha zona cada tres o cuatro capas para comprobar que se ha alcanzado la densidad deseada. Si no existen zonas de compactación dudosa y no es necesario efectuar ensayos en zonas de gran concentración de obra, debe realizarse al menos un ensayo cada 2.000 yd^3 (1.500 m^3) colocadas. El área seleccionada para esos ensayos debe de ser representativa del peso específico obtenido.

E.5. Relleno Permeable.

Los materiales de tipo permeable se utilizan en presas de tierra compactada como recubrimientos exteriores de gran resistencia para proteger el núcleo impermeable, garantizar unas buenas condiciones hidráulicas de drenaje y actúan como filtros entre materiales con granulometrías muy distintas. Es absolutamente necesario el control de construcción en las zonas de arenas y gravas con objeto de asegurar (1) que el material forme una masa homogénea sin grandes huecos, (2) que la masa de suelo tenga un drenaje libre, (3) que no se produzca una consolidación excesiva debido al peso del relleno superpuesto y (4) que el suelo en cuestión tenga un elevado ángulo de rozamiento interno.

La trabajabilidad de un suelo de tipo permeable se reduce considerablemente si contiene limo o arcilla, aunque sea en muy pequeña proporción; por lo tanto, hay que hacer lo posible para garantizar que los trabajos realizados en la zona de préstamos o en el terraplén no produzcan una contaminación de este tipo, o que al menos sea mínima. Cuando el material se lleva a la obra debe de dirigirse a su zona correspondiente. En una zona permeable las partidas individuales deben colocarse de tal modo que el material vaya aumentando de tamaño hacia los taludes exteriores. En los casos en que se haya especificado un espesor de capa compactada el inspector debe precisar, al principio de la obra, cuál debe ser el espesor de la capa sin compactar. Este espesor debe mantenerse dentro de límites muy estrechos en el transcurso de la obra, puesto que la densidad será comprobada con un número relativamente

reducido de ensayos. El espesor de las tongadas, una vez compactadas ordinariamente, se especifica con la suficiente amplitud para que quepan los tamaños de roca que han de encontrarse en la zona de préstamos. Cuando existen cantos rodados o fragmentos rocosos de tamaño superior al espesor fijado, deben tomarse las medidas necesarias para conseguir un empotramiento especial, o bien se llevan esos fragmentos a los taludes exteriores de las zonas permeables o a otras partes de la obra. El inspector debe asegurarse de que estas normas se cumplen, si quiere obtener buenos resultados en los trabajos de compactación.

Una vez que el material ha sido colocado y extendido con el espesor deseado y ya resuelto el problema de los fragmentos de excesivo tamaño, el paso siguiente más importante a continuación es la adición del agua. La humectación total y uniforme de los materiales, durante la compactación o inmediatamente antes de ella, es esencial para conseguir unos buenos resultados. El método más idóneo de adición y distribución del agua se determinará durante la colocación inicial. Es un hecho comprobado que el relajamiento en la aplicación de los requisitos adoptados, con el fin de lograr una humectación adecuada, trae consigo a menudo como consecuencia unas densidades mucho más bajas que las mínimas exigidas, incluso con esfuerzos de compactación excesivos.

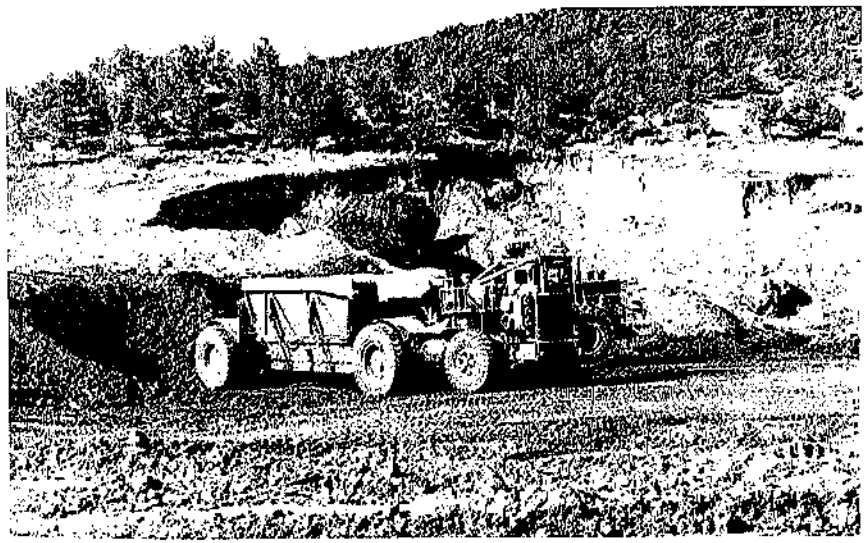


Figura E-9.- Operación en zona de préstamo de la presa de Ridgway. P894-427-7299 NA

Cada material permeable requiere una cantidad de agua diferente para su humectación total y su buena compactación. En general, se debe tender a añadir tanta agua como el material pueda fácilmente absorber. No puede añadirse demasiada agua a un suelo muy permeable; sin embargo, algunos suelos de tipo permeable, con pequeñas cantidades de limo o arcillas, pueden enlodarse temporalmente si se les aplica una cantidad excesiva de agua. En estos

UDHCONECTA.COM

suelos es preciso tener el mayor cuidado al añadirles agua. Los trabajos deben inspeccionarse además con toda atención para impedir una humectación excesiva de la zona impermeable adyacente a la permeable que está siendo compactada.

Al compactar suelos permeables mediante pasadas de tractores de orugas, es de desear que estos tractores trabajen a la máxima velocidad admisible. Una velocidad alta produce una mayor vibración, lo que colabora eficazmente en la compactación. En la inspección de estos trabajos, con tractores que compactan en cada viaje un ancho fijo, es importante comprobar que el tractor cubre toda la zona a compactar antes de efectuar la segunda pasada. Anchos de zona diferentes exigen un número diferente de viajes para obtener el mismo número de pasadas. Este número de viajes debe ser determinado cuidadosamente y exigido rigurosamente después.

Se recomienda efectuar los ensayos de densidad relativa y los análisis granulométricos, durante los primeros trabajos de colocación, en la proporción aproximada de un ensayo por cada 1000 yd^3 (750 m^3) puestos en obra. El procedimiento para realizar los ensayos de densidad relativa se incluye en las secciones 5.47 y 5.49 (f). Si un material tiene un contenido en finos cercano al 10 por ciento, pasando un tamiz N° 200, el ensayo de compactación de Proctor, USBR 5500 [5], puede ser el ensayo más apropiado. Una vez que los métodos de colocación empleados han demostrado ser satisfactorios, bastará un ensayo de densidad relativa cada 10000 yd^3 (7500 m^3), a menos que ocurran cambios notables en la granulometría. En este caso puede ser necesaria una mayor frecuencia de ensayos con objeto de asegurar una compactación satisfactoria de los distintos materiales.

E.6. Relleno de Rocas y Escollera.

En las presas de tierra se utilizan rellenos de rocas para dar al terraplén una mayor estabilidad y al mismo tiempo proteger sus paramentos. El relleno de rocas normalmente se coloca en capas de 2 a 4 pies (0,6 m a 1,2 m), humedecidas con agua, y compactadas con compactadores de vibración. Se busca una gran permeabilidad en este tipo de capas, por lo tanto la cantidad de finos permitidos es limitada. Por otro lado, no son deseables grandes huecos. La zona externa del relleno de rocas debe de tener las rocas más grandes para asegurar la protección de la pendiente. En algunas ocasiones las rocas se dejan sin compactación. En este caso, si se utilizan grandes rocas, pueden darse compactaciones excesivas, y puede ser necesario cribar el relleno para compactarlo.

El Riprap (escollera o pedraplén) se puede disponer en forma de una capa relativamente delgada de fragmentos rocosos especialmente seleccionados que tienen por objeto proteger los taludes de tierra contra la erosión producida por las olas y las corrientes de agua. El Riprap no se compacta, pero se vierte y se coloca de forma que se consiga una alta resistencia al esfuerzo constante mediante el trabajo de los fragmentos angulosos. La superficie de escollera óptima es la que estando bien encajada es irregular con objeto de poder resistir eficazmente la acción de las olas.

Hay que inspeccionar tanto el relleno de rocas como el Riprap para asegurar que el material que se usa no tiene una cantidad de finos excesiva. Debe de tenerse en cuanta las roturas producidas en el manejo y el transporte. Las operaciones de colocación deben de ser inspeccionadas para asegurar que no hay segregación y no se dejan huecos demasiado grandes entre las rocas. La inspección del relleno de rocas y la compactación consiste básicamente en una observación visual para asegurar que la pendiente y la humedad especificadas se consiguen, y que se obtiene el peso unitario adecuado. Ocasionalmente, se llevan a cabo ensayos de peso unitario para grandes diámetros para comprobar la densidad, pero son utilizados raramente por su dificultad en la realización y el tiempo que llevan. Los ensayos de relleno son útiles al inicio de la construcción para establecer procedimientos. Si se necesita cribar, las operaciones del contratista deben de ser cuidadosamente controladas para evitar la humectación excesiva de la zona impermeable y asegurar que el agua suficiente ha sido utilizada de forma uniforme.

La inspección de la puesta en obra de la escollera se reduce a la observación visual de los trabajos y de la obra terminada, para comprobar que se obtiene una superficie densa y tosca de fragmentos bien graduados y encajados con la calidad y tamaño especificados. En el apéndice G se incluyen especificaciones típicas para el vertido y colocación de rellenos de rocas y Riprap.

E.7. Rellenos Diversos.

Las presas sobre terrenos de cimentación saturados de grano fino, pueden requerir rellenos estabilizadores cuyo peso mejora el equilibrio del conjunto, tal y como fue estudiado en el apartado 6.13. La excavación de los cimientos de la presa o de las estructuras adscritas a ella, proporcionan con frecuencia materiales inadecuados o en cantidad excesiva para las necesidades del terraplén en sí. Pueden, en ese caso, utilizarse estos materiales para los rellenos estabilizadores en el pie de la presa. En lugares donde obtener una escollera de buena calidad era muy caro se utilizaron estos materiales de excavación para rebajar la pendiente del paramento de aguas arriba de la presa. Es posible, de esta forma, emplear después roca de baja calidad e incluso en algunos casos llegar a prescindir de ella. En algunas ocasiones el exceso de material de excavación se ha utilizado en una zona particular de la parte de aguas abajo de la presa únicamente como sustituto de un material que de otra forma resultaría a un precio excesivo.

La permeabilidad de los rellenos estabilizadores no es demasiado importante a efectos del proyecto y no suelen compactarse especialmente. Sin embargo, debe hacerse uso completo de la posible compactación que pudiera ocasionar el paso de los equipos de transporte y colocación de las distintas capas de material. Algunas veces la naturaleza de los materiales disponibles o las necesidades del proyecto exigen el empleo de un esfuerzo de compactación mayor. Por ejemplo, se ha utilizado a veces un apisonado con rodillos de pata de cabra para fragmentar grandes bloques de roca blanda y evitar así asientos excesivos. La compactación puede también ser necesaria cuando el relleno en cuestión ha de servir de pantalla impermeable.

La inspección de este tipo de rellenos es de ordinario enteramente visual, y no suele hacerse ensayos de control. El problema fundamental de la inspección aquí es asegurar que no se sobrepasa el espesor de tongada fijado previamente y comprobar que los equipos de transporte no se canalizan por una sola pista, sino que se extienden, tanto como es posible, por toda la superficie de la zona.

E.8. Informes y Registros.

El inspector debe hacer un informe diario sobre las actividades que son objeto de su vigilancia Estos informes deben registrar el progreso de la construcción; suministrar información al propio inspector sobre las subsiguientes operaciones (incluyendo prohibiciones y órdenes dadas al contratista) y aportar datos para la confección de resúmenes. El modelo de estos informes variará de acuerdo con las características de cada obra, pero todos los datos que figuren en los resúmenes deben estar basados en anotaciones y registros diarios.

Es de desear la adopción de un método sistemático de identificación de los ensayos de densidad efectuados en la presa. A título de orientación se sugiere que cada ensayo se identifique por la fecha, turno de trabajo, número dentro del turno y motivo del ensayo. Por ejemplo, "2-8-70-a-2-D" se refiere a un ensayo de densidad realizado el 2 de agosto de 1970 en el primer turno, siendo el segundo ensayo realizado en ese turno, con la finalidad

UDHCONECTA.COM

específica de comprobar una zona de dudosa compactación. La interpretación de los signos convencionales es: a=primer turno, b=segundo turno, c=tercer turno, C=zona de concentración de obra, D=zona dudosa, R=representativa. Los resultados de los ensayos efectuados diariamente en la obra deben de ser recogidos en impresos adecuados.

E.9. Criterios de Control.

La valoración de la calidad de la obra ejecutada puede hacerse mediante un simple análisis estadístico de los resultados de los ensayos como el dado por Davis [6] Las figuras E-10 y E-11 dan cuadros y curvas para el control de la densidad seca y de la humedad, respectivamente, en una presa de tierra. Con este análisis se obtiene la distribución de los resultados en curvas de frecuencias a partir de la cual pueden determinarse todos los valores estadísticos normales tales como valor medio, desviación típica y porcentaje de ensayos que caen fuera de los límites especificados.

Se han producido distintos criterios para el control de la calidad en obra. En la tabla E-1 se sugieren límites de control de densidad y humedad basados en experiencias obtenidas en la compactación de 44 suelos cohesivos y 18 no cohesivos de presas de tierra del Bureau of Reclamation. Los suelos fueron compactados con la maquinaria y los métodos especificados en el apéndice G; por lo tanto, los valores dados en la tabla no pueden aplicarse si se utilizan otros métodos de compactación o se aplica un esfuerzo de compactación menor. Hay que reconocer que la curva normal de distribución permite -para un valor medio cualquiera- un pequeño porcentaje de ensayos que es francamente bajo. Sin embargo, y a causa del pequeño número de ensayos que se recomienda efectuar, los valores dados en la tabla E-1 como "mínimo admisible" lo son en el sentido de que en la zona representada por valores inferiores, debe exigirse una recompactación.

El efecto del contenido de gravas en suelos cohesivos se ha estudiado en distintos trabajos [4, 7, 8]. Los datos disponibles indican que para suelos cohesivos con gravas se requieren porcentajes de densidad, en la fracción que pasa por el tamiz N° 4, menores que los requeridos para suelos sin gravas o con gravas en pequeña proporción. Este hecho queda reflejado en la tabla E-1.

Tabla E-1.-Criterios de control de compactación de terraplenes de presas

	Porcentaje relativo a la fracción menor que pasa por el tamiz n° 4			
Tipo de material	Porcentaje de las fracciones que pasan por el tamiz núm. 4 al peso total de la muestra	Mínima densidad aceptable	Densidad media deseable	Límites del contenido de humedad w_o-w_f
Suelos cohesivos controlados por el ensayo Proctor	0-25 26-50 >50 [1]	D=95 D= 92,5 D=90	D=98 D=95 D=93	-2 a +2
Suelos sin cohesión controlados por el ensayo de densidad relativa	Arenas finas con 0-25 Arenas medias con 0-25 Arenas gruesas y gravas con 0-100	D_d=75 D_d=70 D_d=65	D_d=90 D_d=85 D_d=80	Los suelos deberán estar muy húmedos

w_o-w_f es la diferencia entre el contenido óptimo de humedad y el contenido de humedad real expresado como peso seco del suelo.

D es la densidad seca del relleno dividida por la densidad máxima seca Proctor en porcentaje.

D_d es la densidad relativa como se ha definido en el Apéndice D en porcentaje.

[1] Los suelos cohesivos que contengan más del 50 por 100 de partículas del tamaño de la grava y se usen como dique contra el agua deberán ser ensayados para determinar su permeabilidad.

Ejemplo PRESA ZONA I

RELLENO EN PESO UNITARIO SECO / PESO MÁXIMO UNITARIO SECO EN LABORATORIO (MATERIAL MENOR QUE No 4) x 100 = D	F (PREV)	ESTE PERIODO FRECUENCIA DE OCURRENCIA	F	CUM F	CUM %	HASTA HOY F	CUM F	CUM %
93.0-93.9								
94.0-94.9								
95.0-95.9								
96.0-96.9		IIII	4	4	8			
97.0-97.9		IIII	4	8	16			
98.0-98.9		IIII IIII	9	17	34			
99.0-99.9		IIII II	7	24	48			
100.0-100.9		IIII III	8	32	64			
101.0-101.9		IIII IIII	10	42	84			
102.0-102.9		IIII	5	47	94			
103.0-103.9		III	3	50	100			
104.0-104.9								
105.0-105.9								
TOTALS			50					

	PREV.	
Media de relleno de laboratorio Y_d (lb/ft³); (kg/m³)		117.1
Media de relleno Y_d (lb/ft³); (kg/m³)		117.1
Variación media del máximo de laboratorio Y_d (lb/ft³); (kg/m³)		0.0
Contenido medio de roca (porcentaje mayor que No. 4 por tanda seca		2.6

PERIODO DE INFORME A
TEST 9-26-70-a-IR A 10-24-70-a-IR

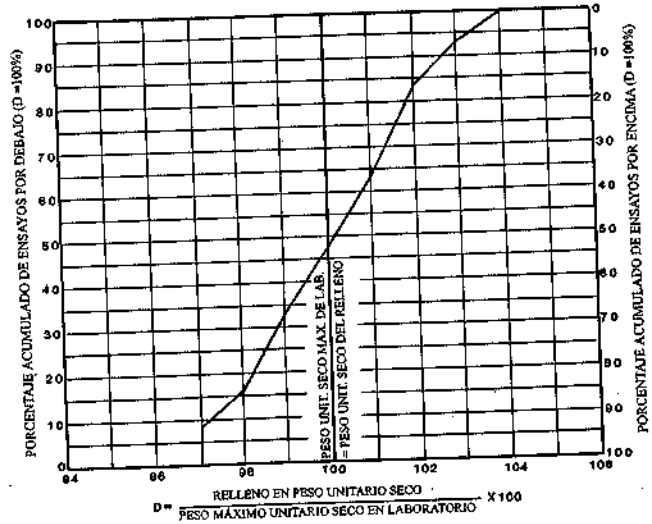


Figura E-10.- Análisis estadístico de los ensayos del peso unitario "in situ" para control de compactación. 288-D-2567.

UDHCONECTA.COM

Apéndice F.
El Hormigón en la construcción

A. EL HORMIGÓN Y SUS COMPONENTES

F.1. Propiedades Importantes del Hormigón.

El hormigón es uno de los materiales de construcción más duraderos y versátiles. Se compone de arena, grava, piedra machacada u otros áridos aglomerados por una pasta endurecida de cemento y agua. La selección, ensayo y valoración de estos materiales, junto con su dosificación y proceso de fabricación, constituye el tema de este apéndice. Un ejemplo de Pliego de Condiciones para el hormigón, se incluye en el apéndice G. Para tener información completa del hormigón como material de construcción, el lector puede acudir al Manual de Hormigón del Bureau of Reclamation: [1][23].

Las características del hormigón, estudiadas en los apartados siguientes, se deben de considerar sobre una base relativa y según el grado de calidad necesario para una determinada obra. Una estructura de este tipo, además de estar adecuadamente proyectada, debe de estar bien construida; el hormigón ha de ser suficientemente resistente para soportar las cargas de proyecto, así como ser económico, no solamente en su coste inicial, sino también en su servicio al final de su vida. Además de la resistencia, el hormigón debe tener la docilidad y durabilidad adecuadas.

F.2. Docilidad.

La docilidad se define como la facilidad con la que los componentes del hormigón se pueden mezclar y posteriormente transportar y colocar en obra, con una pérdida mínima de homogeneidad. La docilidad depende de la dosificación de los componentes y de sus propias características. El grado de docilidad necesario para la puesta en obra y consolidación del hormigón, depende de la dimensión y forma de la estructura y de la separación y dimensión de las armaduras. Por ejemplo, un hormigón que tenga la docilidad adecuada para una losa de un pavimento será difícil o imposible, utilizarlo económicamente en una sección de poco espesor muy armada.

F.3. Durabilidad.

Un hormigón duradero es aquel que soporta hasta un nivel satisfactorio, los efectos de las condiciones de servicio tales como los agentes atmosféricos, la acción química y el desgaste.

(a) *Resistencia a los Agentes Atmosféricos*.-La desintegración del hormigón causada por los agentes atmosféricos es debida principalmente a la acción destructiva de los ciclos de hielo y deshielo y a la expansión y la contracción, cuando la estructura tiene coacciones, debidas a las variaciones de temperatura y ciclos alternativos de humedad y sequedad. El hormigón se puede fabricar de forma que ofrezca una excelente resistencia a los efectos de tales acciones si se presta una cuidadosa atención a la elección de los materiales y a cada una de las fases de su fabricación. La adición al hormigón de aireantes ayuda mucho a mejorar su durabilidad. También es importante que, cuando sea posible, se tomen medidas para drenar adecuadamente sus superficies exteriores. En general, cuanto más impermeable sea el hormigón, tanto más difícil es que penetre el agua y llene los huecos y tanto mayor su resistencia a la acción de las heladas.

[23] Los números en corchete hacen referencia a la numeración de la bibliografía (sec. F.29)

UDHCONECTA.COM



Figura F-l.-Agrietamiento típico de la superficie de un hormigón afectado por la reacción áridos-álcalis. TC-8-16.

(b) *Resistencia a los Agentes Químicos.*-Las causas más comunes de destrucción del hormigón por los agentes químicos son: la reacción del álcali con el árido, en la cual los álcalis del cemento reaccionan químicamente con los componentes de los áridos; el ataque de los sulfatos en el que las sales (principalmente los sulfatos solubles), disueltas en el agua subterránea o en el suelo en contacto con el hormigón, atacan al cemento y la destrucción debida al contacto con distintos agentes químicos.

La reacción del álcali con el árido, se caracteriza por las siguientes condiciones observables a simple vista: agrietamiento a gran escala, generalmente en formas caprichosas (ver figura F-l); excesiva dilatación interna y total; grietas que pueden ser muy grandes en la superficie (se han observado tamaños hasta de 38 milímetros), pero que penetran en la masa del hormigón sólo a una profundidad de 15 a 45 centímetros; exudaciones gelatinosas y depósitos amorfos blanquecinos, tanto en superficie como en la propia masa, especialmente en los huecos y junto a trozos de áridos alterados; zonas superficiales de actividad, alteración o infiltración en las partículas de los áridos, especialmente aquellas que contienen ópalo o ciertos tipos de rocas volcánicas ácidas o neutras; y apariencia de caliza seca si se fractura el hormigón recién fabricado.

El uso de un cemento con bajo contenido de álcalis, es decir, un cemento que tenga un equivalente de sodio del 0,6 por 100 o menor, obtenido como suma del porcentaje de óxido de sodio más el 0,658 del porcentaje de óxido de potasio, impide la reacción expansiva entre los álcalis y los áridos. El uso de puzolanas adecuadas en el hormigón, proporciona otro método eficaz para controlar esa reacción y proporciona una seguridad extra cuando se usa en combinación con el cemento bajo en álcalis. Sin embargo, la eficacia de las puzolanas al controlar la reacción expansiva del árido con el álcali varía ampliamente, y por lo tanto es necesario hacer ensayos de las distintas fuentes de puzolanas de forma individual para evaluar su efectividad.

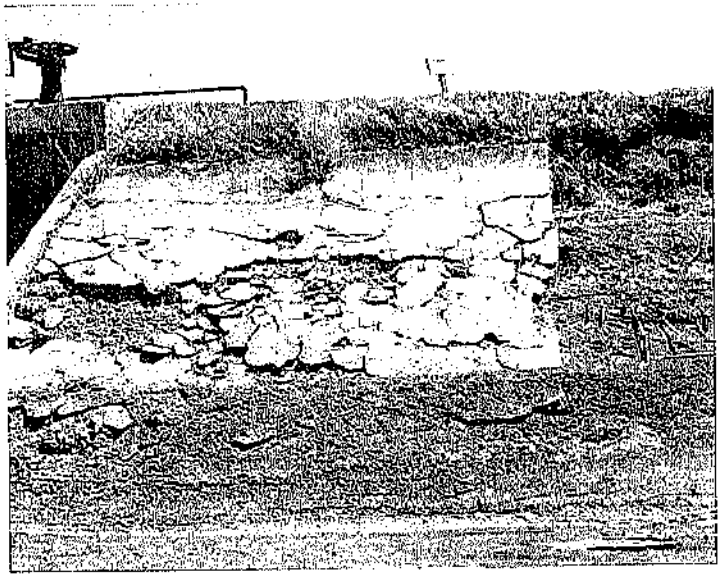


Figura F-2.-Desintegración del hormigón causada por el ataque de los sulfatos. PX-D-32050.

Los ensayos para valorar las combinaciones de la reacción entre árido y cemento son complicados y caros. Por eso, en obras con un presupuesto limitado, la inspección de las estructuras de hormigón existentes junto al emplazamiento de la obra y el conocimiento de las fuentes de las que se han obtenido los áridos y el cemento utilizado en estas estructuras, suministran una información muy valiosa respecto a la calidad de los materiales locales para su utilización en la construcción. Adicionalmente, se puede saber si se necesita tomar medidas de protección con un examen petrográfico del árido que se piensa emplear.

Las sustancias agresivas más importantes que atacan a las estructuras de hormigón son los sulfatos de sodio, magnesio y calcio. Estas sales, que se conocen como "álcalis blancos", se encuentran con frecuencia en suelos alcalinos y aguas subterráneas, tal como ocurre en la mitad occidental de los Estados Unidos. Los sulfatos reaccionan químicamente con ciertos componentes del cemento y dan lugar a una importante expansión y disgregación de la pasta. El resultado de esta acción, se muestra en la figura F-2. El ataque de los sulfatos se reduce utilizando el tipo de cemento indicado en la tabla F-l, según la distinta concentración de sulfato. Aunque es preferible el empleo del tipo de cemento indicado en cada caso en la tabla F-l, también se consigue una disminución extra del ataque de los sulfatos disminuyendo la relación agua-cemento y utilizando cenizas volcánicas apropiadas u otras puzolanas eficaces.

Cuando en el terreno se presenten depósitos salinos ("álcali blanco"), es conveniente examinar las estructuras de hormigón existentes en las cercanías de la obra, para juzgar si será necesario protegerla del ataque de los sulfatos. La presencia de estos depósitos blancos de sales indica a menudo la necesidad de hacer ensayos del suelo y del agua subterránea, para saber si contienen una

UDHCONECTA.COM

concentración peligrosa de sulfatos. Es conveniente realizar ensayos porque estos depósitos blancos pueden ser sales de cloro, que comparadas con los sulfatos, son relativamente poco perjudiciales para el hormigón ya endurecido.

Tabla F-1.-Ataque al hormigón por suelos y aguas que contienen diversas concentraciones de sulfatos

Grado relativo de ataque de sulfatos	Porcentaje de sulfato soluble en agua (como SO_4) en la muestra de suelo	Sulfato (como SO_4) en el agua mg/l
Despreciable	0,00 a 0,10	0 a 150
Moderado[1]	0,10 a 0,20	150 a 1500
Severo[2]	0,20 a 2,00	1500 a 10000
Muy severo[3]	2,00 o más	10000 o más

[1]Usar cemento tipo II

[2]Usar cemento tipo V o una combinación aprobada de cemento portland y puzolana que haya demostrado, con ensayos, una resistencia al sulfato comparable cuando se usa en el hormigón.

[3]Usar cemento tipo II o V, una combinación aprobada de cemento portland y puzolana que haya demostrado, con ensayos, una resistencia al sulfato comparable cuando se usa en el hormigón.

(c) *Resistencia a la Erosión.* -Las causas principales de corrosión de las superficies de hormigón son la cavitación, el movimiento de material abrasivo por el flujo del agua, abrasión e impacto del tráfico, abrasión del viento, e impacto de hielo flotante.

La cavitación es una de las más destructivas de estas causas, y una a la que el hormigón o cualquier otro material de construcción ofrece una resistencia muy pequeña independientemente de su calidad. En superficies de hormigón sujetas a flujo de velocidad alta, una obstrucción o cambio abrupto en la dirección de la superficie produce una zona de presión inferior a la atmosférica aguas abajo en la obstrucción o el cambio abrupto.

Esta zona se llena inmediatamente con agua turbulenta que contiene pequeñas burbujas de vapor de agua moviéndose a gran velocidad. Las burbujas de vapor, formadas en el borde de aguas arriba de la zona, atraviesan ésta, y entonces colapsan produciendo un aumento de la presión dentro del flujo del agua en un punto justo aguas abajo. El agua alrededor de las burbujas se desplaza hacia sus centros a gran velocidad cuando éstas se colapsan, concentrándose de esa forma una tremenda cantidad de energía. El proceso entero, incluyendo la formación, movimiento, y colapso, o la implosión, de estas burbujas, se conoce como cavitación.

Puede parecer sorprendente que el colapso de una pequeña burbuja de vapor pueda crear un impacto suficientemente severo y concentrado, no sólo capaz de desintegrar el hormigón sino también de corroer los metales más duros; sin embargo hay abundantes evidencias que demuestran que esto ocurre normalmente. Se ha estimado que el impacto del colapso produce presiones que alcanzan los 7000 Kg/cm^2 (100.000 lb/in^2). La repetición de esos incrementos de alta energía forma agujeros conocidos como erosión por cavitación. La cavitación puede darse en agua limpia fluyendo a gran velocidad cuando la diferencia entre el camino natural del agua y la superficie del canal o el conducto es muy abrupta, o cuando hay protuberancias o depresiones abruptas de la superficie del canal o del conducto, como puede ocurrir en las superficies de hormigón con un encofrado mal hecho o con un acabado pobre. La cavitación puede darse en superficies horizontales o en pendientes sobre las que fluye el agua o en superficies verticales con agua. La Figura F-3 es una ilustración de la erosión por cavitación en superficies sobre o adyacentes a un cuenco amortiguador con bloques. El colapso de las burbujas suele ser acompañado por sonidos de burbujas y estallidos (crepitación).

Aunque la mayor parte de las presas tienen una altura de agua insuficiente para provocar cavitación, el daño por esta causa puede darse cuando la velocidad de caudal se aproxima a 12 m/s (40 pies/s). Es mejor proyectar las superficies por las que va a pasar el caudal sin

salientes ni cambios bruscos de la alineación, que pueden causar presiones bajas y la subsiguiente cavitación. Sin embargo, cuando no puedan evitarse las bajas presiones, las zonas críticas son protegidas algunas veces recubriendo el hormigón con metal u otro material apropiado que tenga una mejor resistencia a la cavitación. La introducción de aire en el flujo del agua aguas arriba, reduce de forma efectiva la cavitación y disminuye sus efectos en algunas estructuras.

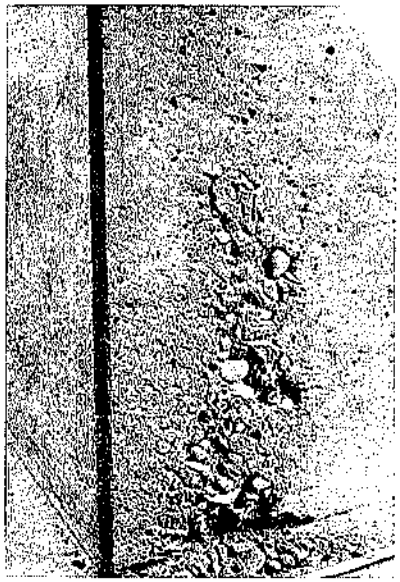


Figura F-3.- Erosión del hormigón por cavitación en y alrededor de un diente de disipación en el cuenco amortiguador del aliviadero de la Presa Yellowtail Afterbay. El movimiento rápido del agua durante una avenida causó un fenómeno de presión en la superficie del hormigón que provocó el daño por cavitación mostrado aquí. P459-D-68902.

El daño por erosión causado al hormigón por materiales abrasivos en el agua puede ser tan importante como los daños por cavitación. Las secciones del aliviadero donde se produce un resalto hidráulico y los canales de los cuencos amortiguadores, donde se produce flujo turbulento, son particularmente vulnerables a los daños por abrasión. La acción del agua en esas zonas tiende a arrastrar los guijarros, las gravas y la arena del lecho del río aguas abajo hacia el cuenco amortiguador recubierto con hormigón, en donde se produce una pulverización similar a la de un molino de bolas. Ni el mejor hormigón es capaz de soportar esta acción de desgaste. La figura F-4 muestra la erosión por abrasión que se dio en los dientes disipadores de energía, los muros y en la solera del canal del cuenco amortiguador de la presa de Afterbay. Una característica de este tipo de erosión es el gran desgaste de la armadura y los áridos. Esto contrasta con los daños por cavitación, mostrados en la figura F-3, que muestra poco o nada de desgaste en los áridos. Aunque los casos más severos de abrasión se dan en las zonas descritas, pueden ocurrir también en túneles de desvío, canales y tuberías que transporten agua con grandes cantidades de sedimento.

El uso de hormigón con mayor resistencia y resistencia al desgaste proporciona alguna mejora contra la erosión causada por el movimiento de material abrasivo en el caudal del agua, la abrasión e impacto del tráfico, la abrasión de la arena y el hielo flotante. Sin embargo, como es evidente con la erosión por cavitación, la mejor forma de luchar contra esas fuerzas es la prevención, eliminando o reduciendo las causas mediante un diseño, una construcción y una operación de las estructuras del hormigón adecuadas.

F.4. Efectos del Curado en la Resistencia.

La experiencia ha demostrado que cuando se ha establecido la máxima relación admisible de agua-cemento, en base a cumplir los requisitos de durabilidad que impone la tabla F-2, el hormigón fabricado tendrá una resistencia a la compresión suficiente si se ha colocado en obra y curado convenientemente. La figura F-5 muestra el incremento de resistencia a la compresión, en función del tiempo, del

UDHCONECTA.COM

hormigón curado durante diferentes períodos y posteriormente almacenado y secado. El hormigón expuesto a un ambiente seco, desde el mismo momento de su puesta en obra, tendrá una resistencia, a los seis meses, sólo del 50 por 100 del hormigón curado con agua durante catorce días antes de ser expuesto a un ambiente seco.



Figura F-4.- Erosión del hormigón por abrasión en los dientes de disipación, muros, y solera en el canal del cuenco amortiguador de la Presa Yellowtail Afterbay. La acción de "molino de bolas" de guijarros, grava y arena en el agua turbulenta erosionó el hormigón, destruyendo así la integridad de la estructura. P459-D-68905

F.5. *Efectos en las Propiedades del Hormigón del Aire Ocluido.*

Salvo la resistencia a la compresión, todas las demás propiedades del hormigón tales como docilidad, durabilidad, retracción de fraguado, exudación, etc., se mejoran mediante la adición de un 2 a un 6 por 100 de aire.

Tabla F-2.-Máximas relaciones agua/cemento y puzoladas admisibles para la durabilidad de hormigones sujetos a distintos grados de exposición.

Tipo y situación de la estructura de hormigón y grado de exposición al medio ambiente	Relación Agua cemento +puzolanas A/(C+P), en peso	
	Clima riguroso, grandes cambios de temperatura, largos períodos de heladas o frecuentes ciclos alternados de hielo y deshielo	Clima medio, lluvioso o árido. Heladas poco frecuentes
A. Hormigones en partes de estructuras sujetas a condiciones extremas tales como el último medio metro en coronación de muros, cajones, pilas y parapetos; todo él de brocales, umbrales, resaltos, coronaciones y cornisas; el hormigón que esté en lugares expuestos a fluctuaciones y rociados del agua. Esto se refiere a partes de presas, aliviaderos, desagües, tubos de descarga, entradas y salidas de túneles, canales de desagüe, casetas de compuertas, y otras estructuras de hormigón.	0,45 ± 0,02	0,55 ± 0,02
B. Hormigón en estructuras o partes de ellas expuestas a unas condiciones menos duras que en A, tales como las partes de revestimientos de túneles y sifones sujetos a la acción de heladas, el exterior de los hormigones en masa, y otras partes no incluídas en el apartado A.	0,50 ± 0,02	0,55 ± 0,02
C. Hormigón en estructuras o partes de ellas que van a ser cubiertas con rellenos, continuamente sumergidas o protegidas de cualquier otra forma de la meteorización, como los muros pantalla, cimentaciones y determinadas partes de presas, rejillas, cámaras de compuertas, desagües y casetas de control. (Si durante la construcción han de estar varias estaciones expuestas a condiciones más duras reducir A/C en 0,05).	0,58 ± 0,02	0,55 ± 0,02
D. Hormigón que va a estar sujeto a ataques de sulfatos o álcalis de los suelos y a aguas subterráneas y que se pone en obra durante un tiempo de condiciones moderadas.	---	0,50 ± 0,02
E. Hormigón que va a estar sujeto al ataque de sulfatos y álcalis del suelo y aguas subterráneas y que se va a colocar en obra durante la época de las heladas, cuando normalmente se añadiría cloruro cálcico a la mezcla. No emplear Cl_2Ca y disminuir la relación A/(C+P) hasta el valor mostrado.	0,45 ± 0,02	---
F. Hormigón colocado bajo agua por medio de bombeo.	0,45 ± 0,02	0,45 ± 0,02
G. Revestimiento de canales.	0,53 ± 0,02	0,58 ± 0,02
H. Hormigón para el interior de las presas.	Las propiedades de este hormigón estarán determinadas por la resistencia, sus propiedades térmicas y cambios de volumen, y por lo tanto, serán establecidas para cada estructura.	

La cantidad óptima depende de la dimensión máxima del árido utilizado. Se consiguen, además, otra clase de ventajas adicionales, tales como la reducción de la relación agua-cemento necesaria y una mayor facilidad para conseguir un buen acabado. La figura F-6 muestra los efectos del aire ocluido en la durabilidad, la resistencia a la compresión y la cantidad de agua necesaria para el hormigón. Nótese que la durabilidad aumenta con la adición de aire rápidamente hasta un máximo y luego disminuye cuando el contenido de aire sigue aumentando, mientras que la resistencia a la compresión y el contenido de agua disminuyen al aumentar el contenido de aire. La figura F-7 indica la resistencia a la compresión obtenida a los veintiocho días, en función de la relación agua-cemento, para un hormigón con aire ocluido o sin él. Nótese que la resistencia disminuye al aumentar la relación agua-cemento y que el incremento del aire ocluido también hace disminuir la resistencia.

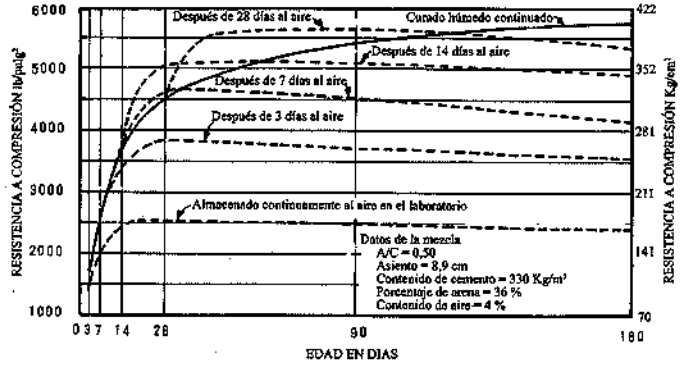


Figura F-5.-Resistencia a compresión de hormigón secado al aire en laboratorio, después del curado inicial. 288-D-2644.

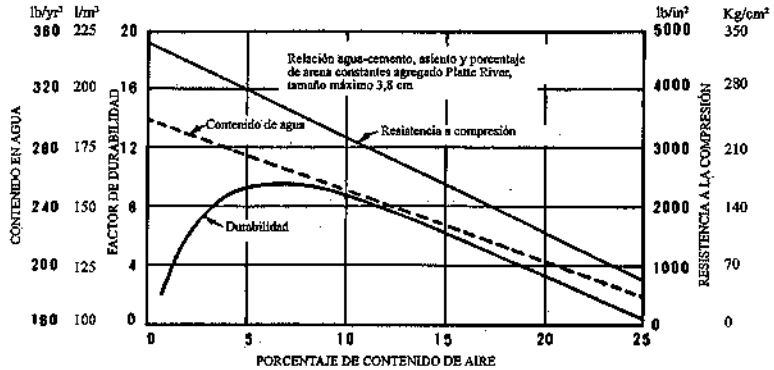


Figura F-6.-Efectos del contenido de aire sobre la durabilidad, resistencia a compresión y cantidad de agua necesaria. 288-D-1520.

UDHCONECTA.COM

eliminar sin que se vuelva a producir mezclado unos 2 minutos más, pero ocasionalmente puede ser necesario amasar durante más tiempo. Los laboratorios del Bureau han determinado que este tipo de fraguado está causado por la interacción de superficies son cargas electroestáticas diferentes de diferentes compuestos del clinker del cemento. Esas cargas, detectadas en algunos cementos obtenidos de diferentes proyectos, fueron probablemente, inducidas por la aireación. Se ha demostrado que las cargas electroestáticas pueden ser causadas por la aireación del clinker o del cemento al 50 por ciento de humedad relativa. Un instrumento llamado tixómetro (adaptado de un viscosímetro de pintura Stormer) ha sido desarrollado para medir las resistencias relativas de las uniones entre las partículas de lechada de cemento y benceno. La diferencia entre la carga total necesaria para cortar la lechada fraguada y la carga necesaria para mantenerlo libre una vez que el fraguado se ha roto, dividido entre toda la carga proporciona un ratio para expresar el fraguado tixotrópico.

F.8. Uso de Puzolanas.

Las puzolanas son materiales silíceos o silíceo-aluminosos que normalmente tienen ninguno o un escaso poder aglomerante, pero que pueden, si están finamente divididos y en presencia de humedad, reaccionar químicamente con el hidróxido cálcico (cal apagada), a la temperatura ordinaria, para formar compuestos que poseen propiedades aglomerantes. En el hormigón la cal necesaria para esta reacción, la suministra el cemento Pórtland. Algunos materiales que tienen propiedades puzolánicas son algunas arcillas y esquistos, minerales volcánicos (incluyendo la piedra pómez, cenizas volcánicas, etc.) y las llamadas cenizas volantes subproducto de los hornos que queman carbón.

Las puzolanas pueden ser utilizadas para aumentar la docilidad y la calidad del hormigón, por economía, o para protegerse de la expansión debida a la reacción álcali-árido o por el ataque de los sulfatos. Como aditivo mejora la docilidad del hormigón, la mayor parte de las puzolanas reducen el calor de fraguado, el cambio de volumen debido a las variaciones de temperatura, la exudación y la permeabilidad del hormigón. El aumento de la resistencia a la compresión se produce a un ritmo más lento que con el cemento Pórtland, pero la resistencia final es tan grande como la de éste, o posiblemente mayor.

F.9. Calidad y Granulometría de los Áridos.

Los procedimientos de los ensayos de calidad y granulometría de los áridos del hormigón, se resumen en el apéndice del *Concrete Manual* del Bureau of Reclamation [1], y están contenidos en el volumen 04.02 del *ASTM Book of Standards*. Los áridos del hormigón generalmente son arena y grava natural, roca machacada o mezclas de estos materiales. Las arenas y gravas naturales son los más comunes y se utilizan siempre que tengan una calidad aceptable y se puedan obtener en cantidad económicamente suficiente. La roca machacada se utiliza mucho como árido grueso y en algunas ocasiones se transforma para producir arena, cuando ésta no se puede obtener económicamente de depósitos naturales. La fabricación de un hormigón dócil utilizando áridos de machaqueo, agudos y angulosos, ha de ser más cuidadosa y generalmente necesita una mayor cantidad de cemento y agua que la necesaria para un hormigón hecho con arena y gravas naturales de forma redondeada. Sin embargo, esta dificultad de conseguir un hormigón trabajable utilizando árido de machaqueo, se puede reducir con el aumento de docilidad que proporcionan los aireantes.

A menudo, el árido está mezclado con limo, arcilla, mica, humus, fragmentos de madera u otra materia orgánica, sales químicas y tiene capas o costras en su superficie. Algunas de estas sustancias actúan en el hormigón de distinta forma, dando lugar a defectos, disminuyendo la resistencia y la durabilidad, y produciendo una apariencia antiestética; su presencia complica las operaciones de

dosificación y amasado. Afortunadamente, en la mayoría de los casos, el exceso de sustancias perjudiciales se puede quitar con un simple lavado del árido.

Un árido se considera que es físicamente aceptable si es suficientemente resistente y capaz de soportar la acción de los agentes atmosféricos sin destruirse ni descomponerse. Las partículas minerales o de roca que son frágiles, muy absorbentes, fácilmente desmenuzables o que se hinchan cuando están saturadas, son susceptibles de descomposición al estar expuestas a la intemperie. El empleo de tales materiales en el hormigón reduce la resistencia y conduce a la destrucción prematura, contribuyendo a debilitar la unión entre el árido y la pasta de cemento o siendo la causa de grietas, desconchamientos y abultamientos. Las pizarras, las areniscas friables, algunas rocas micáceas, las rocas arcillosas, algunas rocas muy cristalinas y distintas gravas silíceas, son los ejemplos más característicos de áridos físicamente inadecuados.

La calidad química de un árido es también importante. En muchos casos la excesiva expansión, que causa la destrucción prematura del hormigón, está relacionada con la reacción química entre los áridos y los álcalis del cemento. Entre las sustancias que se sabe pueden originar esta reacción, están los minerales silíceos (ópalo, calcedonia, tridimita, cristobalita), la zeolita, la heulandita, las riolitas, desde las vítreas a las cripto cristalinas, las dacitas y andesitas, y sus tobas, y algunas filitas.

Un árido debe tener, y generalmente tiene, una resistencia suficiente para que pueda desarrollarse la máxima resistencia de la pasta cementante. Generalmente, la resistencia del hormigón a la abrasión está directamente relacionada con su resistencia a la compresión, con independencia del tipo de árido empleado. El cuarzo, la cuarcita y muchas rocas volcánicas y silíceas de peso específico alto, son adecuadas para fabricar un hormigón resistente y, por tanto, duradero.

Los cambios de volumen en el árido debidos a períodos alternativos de humedad y desecación, pueden ser perjudiciales para el hormigón fabricado con él. Las pizarras, arcillas y algunas rocas nodulares son ejemplo de materiales que aumentan de volumen cuando absorben agua y se contraen cuando se secan.

Las partículas planas y lajosas de los áridos tienen un efecto perjudicial sobre la docilidad del hormigón y necesitan mezclas con mayor porcentaje de arena y, por lo tanto, con una mayor cantidad de cemento y agua. Un porcentaje moderado de partículas planas o alargadas en el árido grueso tiene poco efecto en la docilidad y en el coste del hormigón.

El peso específico [2] es un índice rápido y útil de la calidad del árido. Los pesos específicos bajos, en la mayoría de los casos, indican materiales porosos, poco resistentes y absorbentes; mientras que un peso específico alto, a menudo, es garantía de buena calidad. Sin embargo, estos criterios no son infalibles y deben ser confirmados por otros ensayos. El peso específico del árido por sí mismo, solamente tiene importancia fundamental en aquellos casos en que, por consideraciones de proyecto o estructurales, sea necesario que el hormigón tenga un peso específico mínimo o máximo. Cuando se pretende que el peso del hormigón sea pequeño, se utilizan áridos artificiales de bajo peso específico en lugar de roca natural.

Se denomina granulometría de un árido a la clasificación de las partículas del árido por tamaños, realizada con la ayuda de una serie de tamices normalizados [3]. La granulometría del árido es importante, principalmente por su efecto en la relación agua-cemento y en la relación pasta-árido, que afecta al coste y a la puesta en obra del hormigón. Para representar la distribución de tamaños de las partículas del árido, se utiliza una curva granulométrica similar a la mostrada en la figura F-8.

UDHCONECTA.COM

TAMAÑO DE TAMIZ	% RETENIDO		% RETENIDO COMB.	
	PARCIAL	ACUMULADO	PARCIAL	ACUMULADO
0,15 m	0	0	0	0
0,08 m	28	28	21	21
0,04 m	26	54	20	41
0,02 m	22	76	16	57
0,01 m	16	92	12	69
No. 4	8	100	6	75
No. 4	0	0	0	
No. 8	12	12	3	78
No. 16	20	32	5	83
No. 30	24	56	6	89
No. 50	24	80	6	95
No. 100	16	96	4	99
PAN	4	100	1	100
MÓDULO DE FINURA 2.76				
PORCENTAJE DE ARENA (separación en blanco) 25				
(El tamaño de los tamices se basa en aberturas cuadradas)				

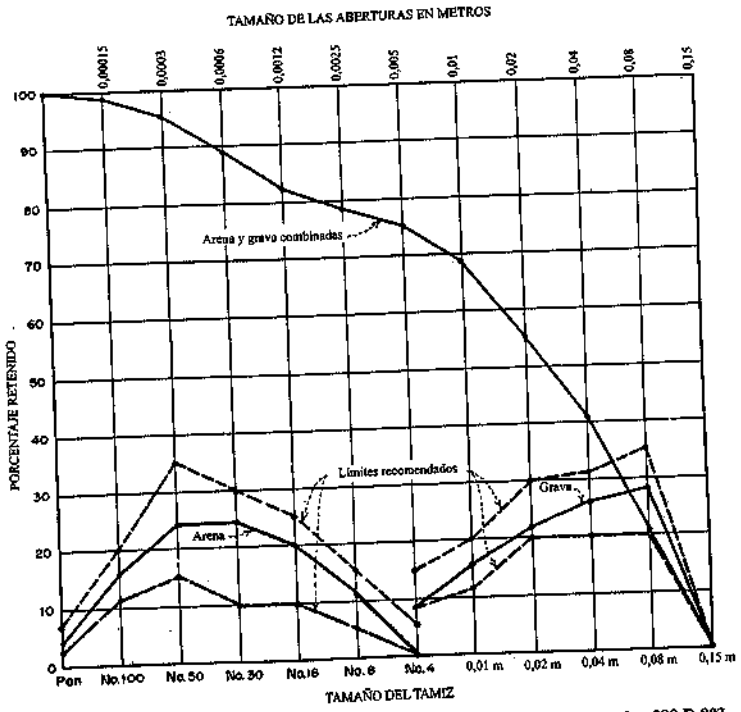


Figura F-8.-Distribución típica de tamaños de áridos naturales adecuados bien graduados. 288-D-803.

F.10. Calidad del Agua de Amasado y de Curado.

El agua para amasado y curado del hormigón, debe de estar suficientemente limpia, sin contener cantidades perjudiciales de limo, materia orgánica, álcalis, sales u otras impurezas. Antes de ser utilizada en la fabricación del hormigón el agua de un río que lleve una excesiva cantidad de materia sólida en suspensión, debe de permanecer en depósitos de decantación, o ser clarificada por otros medios. Exceptuando la posible decoloración, cantidades moderadas de sales en el agua no parece que tengan ningún efecto dañino. Puede usarse agua que contenga menos de 3000 partes por millón de sulfatos para la mezcla y el curado del hormigón.

F.11. Uso de Aditivos.

La resistencia inicial del hormigón se puede aumentar introduciendo un acelerador de fraguado, como por ejemplo el cloruro cálcico, en la mezcla del hormigón. El aumento de resistencia inicial, cuando se hormigona en tiempo frío, produce una mejor protección del hormigón frente a la helada, una vez acabado el período de protección. También puede ser necesaria una alta resistencia inicial para realizar un rápido desencofrado o para aguantar las cargas iniciales de los dispositivos de anclaje. Sin embargo, no debe de usarse coluro cálcico en hormigón que va a embeber aluminio o metal galvanizado, ni en hormigón pretensado, por la posible corrosión.

El empleo de aireantes en el hormigón es un requisito del Bureau of Reclamation [4]. El beneficio más importante del propósito de introducir aire en el hormigón es desintegrar la acción de helarse y desbelarse. Además, el aire reduce las exudaciones y la segregación, facilita mucho la manipulación y la puesta en obra del hormigón y permite el uso de un mayor rango de granulometrías de árido. Se reducen las necesidades de arena y agua, y al reducir las exudaciones permite acabar las superficies de hormigón antes y con menos esfuerzo. La resistencia a los ataques químicos se mejora y se reduce la permeabilidad al reducir la capilaridad debida a la introducción de aire. Entre los factores que determinan la cantidad de aire ocluido en el hormigón, para una cantidad dada de agente aireante están la granulometría y forma de las partículas del árido, la riqueza de la mezcla, período de mezclado, plasticidad y la temperatura del hormigón. Los porcentajes de aire recomendados se indican en la tabla F-3. En climas moderados estos valores pueden reducirse un cuarto si es crítico el desarrollo de su resistencia y se puede mantener una docilidad adecuada.

Los aditivos reductores de agua (WRA) y/o los retardadores de fraguado son generalmente requeridos por el Bureau para reducir la necesidad de agua y aumentar la vida del hormigón consolidándolo con vibración [5]. Normalmente el ahorro de cemento es el resultado de las reducciones de agua y usando retardadores de fraguado se reduce la posibilidad de juntas frías.

F.12. Control en Obra.

Después de haber seleccionado los componentes del hormigón y determinar las proporciones relativas de éste, su empleo debe estar cuidadosamente controlado. Este control en obra influye en la calidad, uniformidad y economía final de la estructura de hormigón. Gran parte del valor potencial de un hormigón, fabricado con materiales de muy buena calidad y de proporciones óptimas en la dosificación, puede perderse a lo largo de las operaciones de mezclado, batido, manejo, colocación y curado sino se realiza este control. Cuanto peor sea la calidad de los componentes, mayor será la necesidad de un control rígido para obtener una durabilidad y una resistencia satisfactorias y, por lo tanto, una vida útil más larga de la estructura.

El grado de uniformidad en la resistencia del hormigón, es un índice de éxito conseguido con un adecuado control de obra. Si no se lleva

UDHCONECTA.COM

este control, en las distintas fases de la fabricación del hormigón, éste presentará grandes variaciones en su resistencia y será necesaria una cantidad de cemento adicional para poder garantizar que tendrá la calidad mínima requerida.

Tabla F-3.-Contenido aproximado de aire y agua por volumen de hormigón y proporciones de áridos finos y gruesos[1].

Máximo tamaño de áridos gruesos, cm (pulgadas)	Contenido total de aire recomendado, ± 1 por ciento	Arena, porcentaje del total de áridos en volumen sólido	Porcentaje de densidad del árido grueso compactado en seco por varilla o agitado por unidad de volumen de hormigón	Hormigón aireado, contenido medio de agua, kg/m^3
0,95 (3/8)	7,0	60	41	190
1,27 (1/2)	6,0	50	52	181
1,91 (3/4)	5,5	42	62	166
2,54 (1)	5,5	37	67	157
3,81 (1 ½)	5,0	34	73	145
5,08 (2)	4,5	30	76	136
7,62 (3)	4,0	28	81	119
10,16 (4)	4,0	26	84	110
15,24 (6)	3,5	24	87	98

Ajuste de valores para otras condiciones[2]

Cambios en materiales o proporciones	Contenido de agua, porcentaje	Porcentaje de arena	Porcentaje de árido grueso compactado en seco con varilla o agitado
Cuando se usa WRA[3]	-5	+2	-
Cuando se usa HRWRA[4]	-12	+5	-
Cada 0,2 incremento o disminución en el módulo de finura de la arena	-	±1	±2
Cada 2,54 cm de incremento o disminución en asiento	±3	-	-
Cada 1,8 °C (10° F) de incremento o disminución en la temperatura del hormigón	±2	-	-
Cada 1 por ciento de incremento o disminución en contenido de aire	±3	±1	-
Cada 0,05 de incremento o disminución en W/(C+P)	-	±1	-
Cada 1 por ciento de incremento o disminución en contenido de arena	±1	-	±2
Cada 10 por ciento de incremento o disminución en cenizas volantes	±3	±	±2
Cuando se usa arena de cantera	+5	+2	-
Cuando se usan áridos gruesos planos, alargados o angulares	+8	+4	-

[1]Para 21 °C (70° F), conteniendo el hormigón arena natural con un módulo de finura de 2,75, áridos de grueso medio, y un asiento en la mezcla de 7,6 a 10 cm.(3 a 4 pulgadas).
[2]Si los áridos están dosificados por el método del porcentaje de arena, se usan las columnas primera y segunda; si es por el método de densidad del árido grueso compactado en seco con varilla o por agitación usar las columnas primera y tercera.
[3]WRA = reducción de la mezcla de agua (Tipo A o D, ASTM C 494).
[4]HRWRA = reducción de la mezcla de agua de alto rango (mezclas tipo F o G, ASTM C 494).

B. DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN

F.13. Introducción.

El hormigón se compone esencialmente de agua, cemento, puzolanas, áridos y una proporción de aire ocluido. Se deben de elegir las proporciones en que han de mezclarse estos componentes, de forma que se logre el mejor y más económico uso de los materiales disponibles y se obtenga un hormigón de la docilidad, durabilidad y resistencia necesarias. Las proporciones de la mezcla deben ser tales que se consiga un hormigón con:

(1) La consistencia más seca posible (mínimo asiento) para que pueda ser colocado con vibración y se logre una masa homogénea.
(2) La menor relación arena-árido grueso razonablemente posible.
(3) El tamaño máximo de árido económicamente disponible que sea compatible con los requisitos de colocación y resistencia.
(4) Una adecuada durabilidad, es decir, suficiente resistencia a los agentes atmosféricos o a cualquier otro agente destructor al que pueda estar expuesto, y
(5) Suficiente resistencia para soportar, sin peligro de rotura, las cargas a las que va a ser sometido.

F.14. Cálculo del Agua Necesaria.

Se debe evitar siempre que el hormigón tenga exceso de agua, porque es difícil de colocar en obra sin que se produzca segregación y seguramente será poco resistente y de escasa durabilidad. La consistencia adecuada, como se determina en el ensayo de asiento [6], se muestra en la tabla F-4 para la colocación y consolidación adecuada de distintos tipos de estructuras.

La cantidad de agua necesaria, por unidad de volumen de hormigón, para conseguir una mezcla de la consistencia deseada es función del tamaño máximo, la forma de las partículas, la granulometría del árido y de la cantidad de aire ocluido. Dentro de los rangos normales de mezclas, la cantidad de agua necesaria es relativamente independiente de la cantidad de cemento. Las cifras dadas en la tabla F-3 son suficientemente aproximadas para el cálculo preliminar de la dosificación; estos valores son los medios obtenidos para distintos tamaños máximos del árido, siempre que se utilice árido de formas adecuadas y con una granulometría bien graduada. Los áridos lajosos con muchos finos necesitarán más agua, mientras que los áridos con formas perfectamente redondeadas y con una granulometría excelente, no necesitarán tanta agua como la dada en la tabla F-3. El peso del agua dentro del intervalo normal de temperaturas de puesta en obra es una tonelada por metro cúbico (62,4 lb/pie^3).

Tabla F-4.-Asientos recomendados para varios tipos de estructura[1].

Tipo de estructura	Asiento, cm	
	Máx.	Mín.
Zapatas, cajones y subestructuras	7,6	2,54
Vigas y muros armados	10	2,54
Claves y paredes de recubrimientos en túneles	10	2,54
Coronación de muros, muelles, parapetos, bordillos	5	2,54
Pavimentos, losas y soleras de túneles[2]	5	2,54
Revestimientos de canales[3]	7,6	2,54
Hormigón en masa, construcción en masa	5	2,54
Pilares de edificios	10	2,54
Otras estructuras	7,6	2,54

[1]El asiento máximo es para hormigón después de su colocación y antes de su consolidación y para mezclas con contenido de aire dado en la tabla F-3. Para algunas aplicaciones, está permitido el uso de HRWRA (reducción de la mezcla de agua de alto rango). Si la mezcla está propiamente diseñada para prevenir la segregación, un HRWRA se puede usar para producir hormigón corriente con un asiento máximo de 22,9 cm (9 pulgadas); sin embargo, cada uso o aplicación debe estar permitida en las especificaciones o aprobada por la administración.
[2]El asiento de la solera del túnel colocada monolíticamente con claves y recubrimiento de paredes puede ser aumentado a un máximo de 10 cm.(4 pulgadas).
[3]En recubrimiento de canales con menos de 7,6 cm (3 pulgadas) de espesor colocado con máquina, el asiento puede ser incrementado a un máximo de 10, cm. (4 pulgadas).

UNIVERSITAT DE LLEIDA BIBLIOTECA ETSEA

UDHCONECTA.COM

Tabla F-5.-Dureza aproximada del hormigón (conteniendo buenos áridos) para varias proporciones de agua-cemento.

Relación agua-cemento en masa	Dureza a compresión a los 28 días	
	Hormigón aireado, Kg/cm^2 (lbf/in^2)	Hormigón aireado con WRA, Kg/cm^2 (lbf/in^2)
0,40	400 (5700)	457 (6500)
0,45	345 (4900)	394 (5600)
0,50	295 (4200)	337 (4800)
0,55	253 (3600)	295 (4200)
0,60	218 (3100)	253 (3600)
0,65	183 (2600)	218 (3100)
0,70	155 (2200)	190 (2700)

F.15. Cálculo del Cemento Necesario.

Una regla fundamental para el proyecto de una mezcla de hormigón plástico es que la resistencia y la durabilidad del hormigón endurecido, para un mismo contenido de aire, varían inversamente con la relación peso de agua/cemento. La tabla F-2 puede servir como guía para elegir la relación máxima admisible de agua-cemento en distintas condiciones atmosféricas, siempre que se haya hecho un uso adecuado de los aireantes.

La tabla F-5 da unos valores aproximados de la resistencia mínima que se puede conseguir en un hormigón, con adición de aire, para diferentes valores de la relación agua-cemento. Esta tabla da unos valores bastante conservadores y es útil para hacerse una idea de la resistencia que puede tener el hormigón, antes de obtenerla mediante el ensayo de rotura de probetas por compresión.

El contenido de cemento se calcula utilizando los valores más bajos admisibles de la relación agua-cemento, tomados de las tablas F-2 y F-5, y el agua necesaria de la tabla F-3. El cálculo se hace dividiendo la cantidad de agua necesaria por la relación agua-cemento. Si se exige un contenido mínimo de cemento, el valor correspondiente de la relación agua-cemento, para estimar la resistencia, se obtiene simplemente dividiendo el peso del agua por el peso del cemento.

El término "cemento" se refiere al cemento Pórtland o a una combinación de cemento Pórtland y puzolanas que cumplan todas las especificaciones del Bureau of Reclamation.

F.16. Cálculo de los Aditivos Necesarios.

Cuando se utiliza cloruro de calcio como acelerador es habitual no utilizar más del 1 por ciento en peso de cemento y puzolana y nunca más del 2 por ciento. El cloruro de calcio debe de añadirse conjuntamente con el agua en disolución. Si se desea utilizar las propiedades acelerantes es necesario seguir las recomendaciones del fabricante. Sin embargo, la utilización de acelerantes puede causar un gran incremento de temperatura en secciones voluminosas.

La cantidad de agente aireante necesario para que produzca un porcentaje de aire ocluido determinado varía con los materiales empleados, la temperatura del hormigón, la riqueza de la mezcla y consistencia del hormigón fresco. Al disminuir el asiento o al aumentar la temperatura y/o la cantidad de cemento, se necesitarán generalmente cantidades mayores de agente aireante para mantener el contenido de aire deseado. En la dosificación inicial se deben seguir las instrucciones que da el fabricante, añadiendo más o menos aireante en las dosificaciones siguientes, según sean los resultados de los ensayos del hormigón fresco. Los aireantes deben de añadirse en forma de solución al agua de amasado, bien sea antes de cargar la hormigonera o durante la carga. Se fabrican algunas clases de cemento en las que el agente aireante está íntimamente mezclado con él. Sin embargo, si se desea mantener un contenido uniforme de aire para distintas condiciones de temperatura, consistencia, riqueza y materiales, el agente aireante se debe de añadir en la estación de dosificación, de modo que se pueda ajustar la cantidad añadida a las distintas condiciones. Es necesario el control de la cantidad de aire para conseguir una resistencia del hormigón uniforme, ya que una dosis excesiva de aireante disminuye la resistencia a compresión.

Las cantidades de aireante y retardante de cada amasada se basan en el peso de los materiales cementantes; esto es, kilogramos de aditivo aireante líquido por kilogramo de cemento más la puzolana. De nuevo, hay que usar las recomendaciones de dosificación del fabricante para los ensayos iniciales y ajustarlas para obtener los resultados deseados. Los resultados se verán afectados por los materiales usados y la temperatura ambiente. A medida que se incrementa el aditivo se reduce más la necesidad de cantidad de agua y retrasa más el fraguado.

F.17. Cálculo del Árido Necesario.

El cálculo del contenido de árido fino se hace por el método del porcentaje de arena y el del árido grueso por el método de la densidad de un bastoncillo seco o agitándolo (dry-rodded or dry-jigged density method) que se incluyen en esta sección. Se supone que se puede alcanzar docilidades similares en hormigones de tamaño de árido y granulometrías similares suponiendo que tienen el mismo volumen de mortero. El volumen sólido de cemento, puzolana, agua aire y arena puede ser intercambiable para mantener un contenido constante de mortero. El porcentaje de arena en un hormigón ha sido muy utilizado como medio para identificar las proporciones de arena y de árido. Los porcentajes recomendados de arena y cada tamaño máximo de árido se indican en la tabla F-3.

Más abajo se demuestra que los áridos pueden dosificarse calculando el volumen sólido total de arena y de árido en la mezcla y multiplicando este volumen total por el porcentaje recomendado de arena, o estimando las cantidades de árido y de pasta inicialmente, y después determinando la cantidad de arena. Cualquiera de los dos métodos es adecuado y se obtienen resultados más o menos con las mismas proporciones en la mayoría de los casos. Sin embargo, basar la cantidad de árido como un porcentaje fijo densidad del árido grueso compactado en seco con varilla o por agitación permite diferencias en las formas de los áridos. Por ejemplo, los áridos angulares tienen un contenido de huecos mayor, y por lo tanto requieren más mortero que los redondeados. Cuando más huecos tenga implica una densidad del árido grueso compactado en seco con varilla o por agitación menor y por lo tanto se reduce la cantidad de árido obtenido por el porcentaje fijo, que automáticamente genera una cantidad mayor de mortero.

(a) *Método del Porcentaje de Arena.*- El ejemplo 1 de la sección F.18 usa el método del porcentaje de arena. Para usar este método, primero hay que calcular el volumen de agua, cemento, puzolana y aire por metro cúbico de hormigón. Después, calcular el volumen total de áridos restando el volumen de pasta inicialmente calculado. El volumen de arena se obtiene multiplicando el volumen total de árido por el porcentaje recomendado de arena de la tabla F-3. El volumen de árido se determina al final, restando el volumen de la pasta y la arena del volumen unitario. Si se usa más de un tamaño nominal de árido, es deseable determinar la proporción óptima de cada uno comparando las densidades de varias proporciones de combinaciones de tamaños de fracciones. Después, se calcula el volumen de cada tamaño nominal de árido usando los porcentajes óptimos obtenidos por la comparación. Finalmente, se determina la masa de cada tamaño de árido multiplicando el volumen del árido por la densidad a granel del árido.

(b) *Método de la densidad del árido grueso compactado en seco con varilla o por agitación.*- En primer lugar hay que determinar la densidad del árido grueso compactado en seco con varilla o por agitación. Si se usa más de un tamaño nominal de árido, es deseable determinar la proporción óptima de cada uno mediante comparaciones de densidad de diversas combinaciones de tamaños de fracciones nominales. Después se debe elegir

UDHCONECTA.COM

el porcentaje de agregado grueso por volumen unitario del hormigón en la tabla F-3. A continuación hay que calcular la masa de árido por metro cúbico de hormigón multiplicando este porcentaje por la densidad óptima del agregado grueso obtenida mediante compactado en seco con varilla o por agitación. El volumen del árido se obtiene dividiendo esta masa por la densidad a granel. Para obtener el volumen de arena, añadir el volumen de árido al volumen de pasta y restarla del volumen unitario.

Tabla F-6.-Ejemplo de cálculo de dosificación de ensayo usando el método de porcentaje de arena.

Ingredientes de la mezcla	Masa, Kg/m³ (lbm/yd³)	Conversión de masa a volumen	Conversión de volumen a masa	Volumen sólido, m³/m³ de hormigón
Agua: Valor estimado de la tabla F-3 para un asiento de 7,6 a 10 cm (3 a 4 in) en la mezcla =145	145 (245)	$\frac{145}{1000}=\left(\frac{245}{1685}\right)$	-	0,145
Cemento: W/C por durabilidad, clase B, de la tabla F-2 = 0,5 W/C por dureza, de la tabla F-5 = 0,44 (Control de dureza, usar 0,44) Cemento = $\frac{agua}{W/C}=\frac{145}{0,44}=330$	330 (557)	$\frac{330}{3,15\cdot 1000}$ $\left(\frac{557}{3,15\cdot 1685}\right)$	-	0,105
Aire: De la tabla F-3 = 5 % = 0,05	-	-	-	0,05
Arena: De la tabla F-3 = 34 % del volumen de áridos =[1-(0,145+0,105+0,05)](0,34) =(0,7)(0,0,34)=0,238	626 (1055)	-	0,238x2630	0,238
Áridos gruesos: Volumen de todos los ingredientes excepto los áridos gruesos =0,145+0,105+0,05+0,238= 0,538 Áridos gruesos = 1–0,538=0,462				
1,9 cm (3/4 in) nominal MSA = 45 % del volumen de áridos gruesos = (0,45)(0,462)=0,208	557 (939)	-	0,208x2680	0,208
3,8 cm (1 ½ in) nominal MSA = 55 % del volumen de áridos gruesos = (0,55)(0,462)=0,254	681 (1147)	-	0,254x2680	0,254
Totales	2339 (3943)	-	-	1,000

Nota: W/C = relación agua-cemento
MSA = tamaño máximo de árido

Tabla F-7.- Resistencia media que debe mantenerse para cumplir los requisitos de proyecto.

Resistencia de proyecto (fc'), Kg/cm²	Porcentaje de resistencia mayor que la resistencia de proyecto	Resistencia media necesaria (f_{cr}) en Kg/cm² para que en el 75, 80, 85 o 90 por ciento de los ensayos tengan una resistencia mayor que la de proyecto (f_c')				
		Coeficiente de variación, porcentaje				
		5	10	15	20	25
141	75	146	151	157	163	169
	80	147	154	161	169	179
	85	148	157	167	178	191
	90	150	162	175	191	210
176	75	182	188	196	204	212
	80	184	192	202	212	224
	85	186	196	209	223	239
	90	188	202	219	238	262
211	75	219	226	235	244	255
	80	220	231	242	255	268
	85	223	236	250	267	286
	90	226	243	262	286	314
246	75	255	264	274	285	297
	80	257	269	282	297	313
	85	259	275	292	312	334
	90	264	283	307	314	366
281	75	291	302	314	326	339
	80	294	307	323	339	358
	85	297	314	334	356	382
	90	301	323	350	381	418
316	75	328	340	352	366	382
	80	330	346	363	382	402
	85	334	354	376	401	430
	90	339	364	394	429	470
352	75	364	378	392	407	424
	80	367	385	403	424	447
	85	371	393	418	446	477
	90	376	404	437	477	523
387	75	400	415	431	448	466
	80	404	423	444	466	491
	85	408	432	459	490	525
	90	414	445	482	524	575
422	75	437	453	470	489	509
	80	441	461	484	509	536
	85	445	472	501	534	573
	90	451	486	525	572	628

UDHCONECTA.COM

F.18. Cálculo de Dosificaciones.

Los cálculos de las dosificaciones del hormigón se explican mejor por medio de ejemplos. Los cálculos se basan inicialmente en SSD de los áridos (Superficie Saturada Seca) y posteriormente se ajustan para la humedad actual. Para estos cálculos se suponen los siguientes materiales:

- Agua con densidad 1,00 y peso específico de 1 tn/m^3 (1685 lbm/yd^3)
- Cemento pórtland tipo II con una densidad relativa de 3,15.
- Arena con densidad relativa de 2,63, módulo de finura de 2,75 y contenido de humedad de 5,0 por ciento en peso seco de SSD.
- Árido grueso con una densidad relativa de 2,68. Los tamaños del Nº 4 a 1,91 cm (3/4 de pulgada) tienen un contenido de humedad del 1 por ciento del SSD, y la fracción de 1,91 cm a 3,81 cm (3/4 a 1 1/2 pulgada) tienen un contenido de humedad del 0,5 por ciento del SSD. La combinación optima de los áridos del Nº 4 a 3,8 cm (1 1/2 de pulgada) es el 45 por ciento para 1,91 cm (3/4 de pulgada) nominal MSA (máximo tamaño de árido) y del 55 por ciento para el 3,8 cm (1 1/2 de pulgada) nominal MSA.
- Un neutralizante, resina de vinsol, y aireante. El fabricante recomienda 125 gramos por 100 kg de cemento (2 onzas por 100 libras de cemento).

(a) *Ejemplo*. El ejemplo de la tabla F-6 utiliza el método del porcentaje de arena. Este ejemplo es de un hormigón MSA de tamaño 3,8 cm (1 1/2 pulgadas) para un muro de hormigón armado de contención que tenga un espesor mínimo de 30,5 cm (12 pulgadas), espaciado de la armadura 6,35 cm (2,5 pulgadas). El hormigón estará sujeto a condiciones atmosféricas severas (muchos ciclos de helada y deshielo) pero no estará habitualmente saturado, por ello se sitúa en la clase B de la tabla F-2. El proyecto estructural se basa en que el 90% de los ensayos sobre cilindros estándar de 15,3 x 30,4 cm (6 por 12 pulgadas) tengan una resistencia superior a los 280 kg/cm^2 (4000 lb/pul^2) a los veintiocho días. La media de control del Bureau, considera que es necesario un coeficiente de variación no mayor del 15 por ciento, que impone una resistencia a 28 días de 350 kg/cm^2 (4980 lb/pul^2), ver tabla F-7. Cuando se utilice una mezcla con áridos nuevos o por una nueva planta o constructor, se debe asumir un coeficiente de variación del 20 por ciento, similar a lo recomendado en ACI 214.

F.19. Dosificación de Amasadas.

Los cálculos de la sección F-18 de dosificación dan las cantidades de cada uno de los componentes para un metro cúbico de hormigón. Rara vez es posible amasar el hormigón en dosificaciones exactas de un metro cúbico; por eso deben calcularse las cantidades proporcionales al volumen de hormigón que se va a preparar. La tabla F-8 ilustra un formato cómodo para recoger los cálculos cuando se transforman los pesos de proyecto a pesos de amasada. Esta conversión se puede realizar multiplicando la cantidad, para un metro cúbico de cada componente, por el nuevo volumen total expresado en metros cúbicos. Supongamos, por ejemplo, que se tiene una hormigonera en el laboratorio de 0,08m^3 para hacer las mezclas de proyecto, y se va a usar la mezcla de proyecto del ejemplo de la sección F.18. La dosificación de la amasada será la siguiente:

Agua	(0,08)(145) =11,6 Kg
Cemento	(0,08)(330) = 26,4 Kg
Arena	(0,08)(626) = 50,1 Kg
Nº 4 a 1,9 cm	(0,08)(557) = 44,6 Kg
1,19 a 3,8 cm	(0,08)(681) = 54,5 Kg

El árido se ha supuesto que está en estado saturado con la superficie seca. En obra estará generalmente húmedo (por el rociado de los acopios y el uso de rociadores en las cribas) y, por lo tanto, se ha de ajustar la dosificación en la hormigonera. Suponemos que los ensayos

han dado un 5 por 100 de humedad para la arena y un 1 por 100 para el árido Nº4 de 1,9 centímetros (3/4 de pulgada); y el árido de 1,9 a 3,8 centímetros (1 ½ pulgadas) contiene un 0,5 por ciento de humedad. Dado que la cantidad de arena saturada con la superficie seca necesaria era de 50,1 Kg, la cantidad de arena húmeda que se ha de pesar es 50,1x1,05=52,6 Kg. Del mismo modo, el peso de árido ha de ser 44,6x1,01=45 Kg y 54,5x1,005=54,8 Kg respectivamente. La grava está algunas veces más seca que la saturada con la superficie seca. Suponiendo que el árido de 1,9 centímetros (3/4 pulgadas) frente al de 3,8 centímetros (1 ½ pulgadas) contiene -0.5 por ciento de humedad (el árido absorberá 0,5 por ciento de humedad para alcanzar la situación de árido saturado con la superficie seca), la cantidad de árido seco sería: 54,5x0,995=54,2 Kg.

El agua libre en el árido se debe considerar como parte del agua de amasado y ser teóricamente restada de la cantidad de agua de amasado. En cambio, en el caso de árido seco, debe de añadirse agua para su absorción. En nuestro ejemplo el agua libre en la arena es 52,6 – 50,1 = 2,5 litros; y el árido del Nº4 de 1,9 centímetros (3/4 de pulgada) contiene 45-44,6 = 0,4 litros y el de 1,9 centímetros a 3,8 centímetros (de ¾ a 1 ½ pulgadas) contiene 54,8 – 54,5 = 0,3 litros. Si el árido de 1,9 a 3,8 centímetros (¾ a 1 ½ pulgadas) estuviera seco, se debería añadir 54,5 – 54,2 = 0,3 litros de agua a la mezcla, para permitir a absorción,

F.20. Ajustes de la Dosificación de Ensayo.

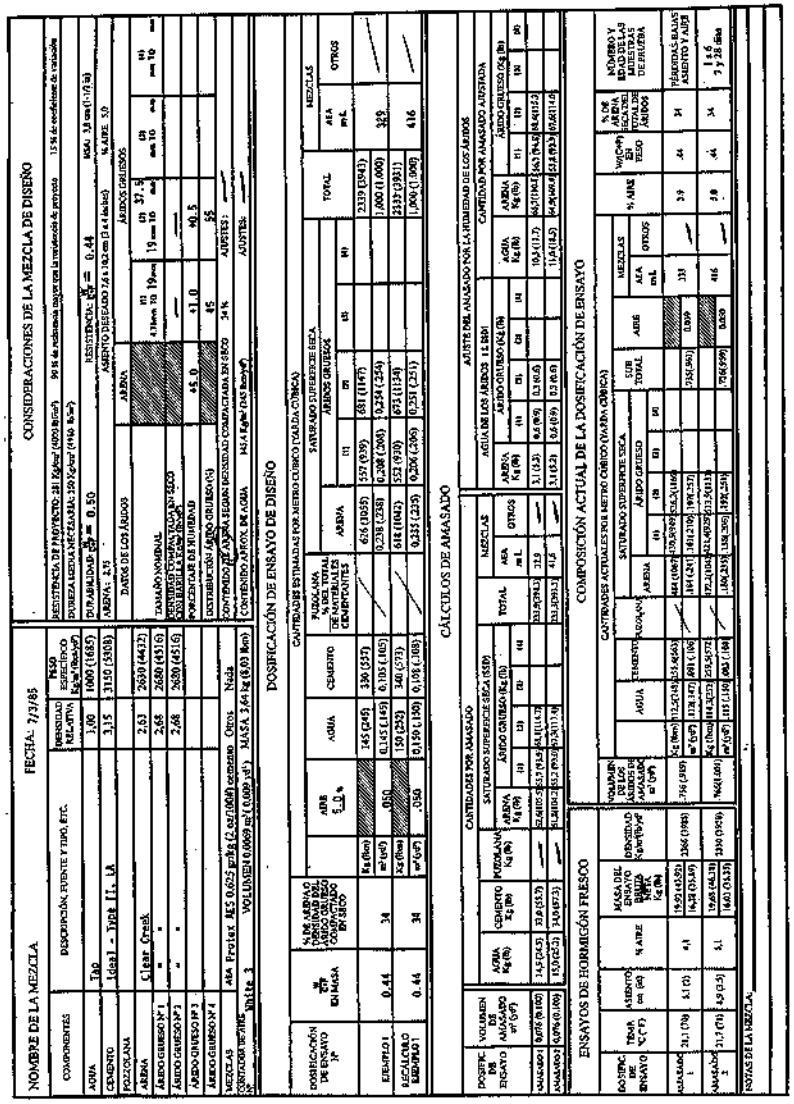
Cuando se trabaja con materiales con los que el personal no tiene experiencia o tiene poca, normalmente será necesario probar varias mezclas para establecer las cantidades correctas, especialmente para los aditivos aireantes. Una vez que se establece la cantidad de agua necesaria para los materiales, debe de rediseñarse la mezcla repitiendo los cálculos anteriormente indicados, comenzando por la cantidad de cemento. La tabla F-8 ilustra un formato adecuado para recoger los datos de las mezclas de ensayos. La infotmación presentada recoge las amasadas de los ensayos de los ejemplos de la sección F.18 con los ajustes adecuados para hacer la mezcla después de ensayar el asiento, el contenido de aire y el rendimiento.

(a) *Ajuste del Agua*.- Una vez realizados los ensayos en el hormigón fresco y calculando la composición real de la amasada basada en el rendimiento, debe de rediseñarse la mezcla. Asumiendo que la primera amasada de prueba tiene sólo 5 centímetros (2 pulgadas) y un 4 por ciento de aire. La tabla F-3 indica que para aumentar el asiento deseado en 3,8 centímetros (1,5 pulgadas), e incrementar el contenido de agua a 4,5 por ciento es necesario (1,5 x 3 %). Igualmente, si se incrementa el contenido de aire un 1 %, debe de ajustarse el contenido de agua. Debido a que el aire mejora la docilidad y por lo tanto aumenta el asiento, este ajuste llevará a una reducción del contenido de agua en un 3 por ciento (1,0 x 3 por ciento). Estos dos ajustes se producen simultáneamente y dan lugar a un incremento neto de 1,5 por ciento de la cantidad de agua usada (1,015)(147,1) =149,4 l/m^3 ((1,015)(248) = 252 lb/yd^3)

(b) *Ajuste del Agente Aireante*.-El porcentaje de aire en el hormigón se puede medir directamente con un medidor de aire o calculando la diferencia entre el volumen calculado (teórico) de aire y el volumen medido. Es conveniente utilizar ambos métodos, ya que cualquier diferencia apreciable en los resultados es signo de error y puede servir para descubrir fallos en el cálculo de la dosificación o en los métodos de ensayo. Una diferencia en el contenido de aire indicado de hasta un 0,3 por ciento se considera normal. La cantidad de agente aireante necesaria para lograr el 5,0 por ciento puede calcularse fácilmente asumiendo que la dosificación es una línea recta. Como 333 ml producen un contenido de aire de 4,0 por ciento y se quiere un 5,0 por ciento, entonces deben de usarse (5,0/4,0)(333) igual a 416 ml en la amasada número 2.

UDHCONECTA.COM

Tabla F-8.- Cálculos típicos para dosificación de hormigón.



(c) *Ajustes en las Proporciones de los Áridos.*- Normalmente es necesario ajustar las proporciones de los áridos. Este ajuste se basa en el uso previsto del hormigón y en el método de puesta en obra. Si el hormigón parece muy duro y no fragua o tiene un acabado correcto, hay que incrementar la arena y los finos. Si la mezcla es demasiado pesada o pegajosa, hay que reducir el mortero.

(d) *Ajustes en el Porcentaje de Agua/Materiales Cementantes.*- Una vez que se conoce la resistencia del hormigón con los ensayos de cilindros tomados de la mezcla de prueba, será necesario ajustar la proporción de agua/cemento más puzolana para obtener el nivel de resistencia adecuado con el coeficiente de variación. Se puede necesitar incrementar la media de las resistencias obtenidas de los ensayos de los cilindros rediseñando la mezcla con una proporción de f_{cr} (resistencia media necesaria) menor. En cambio, si las resistencias están por encima de la resistencia necesaria (f_{cr}), debe de aumentarse la proporción para mejorar el coste de la mezcla. La mezcla no debe de ser ajustada por fluctuaciones menores en la proporción. Se considera normal una diferencia de ± 0,002 y normalmente tiene el mismo asiento. Sin embargo, esta variación debe de tenerse en cuenta cuando se elija un porcentaje que, con la variación normal, no exceda el máximo especificado.

F.21. Dosificaciones para Trabajos Pequeños.

Para trabajos pequeños en los que no se dispone de tiempo ni personal para determinar la dosificación de acuerdo con el procedimiento recomendado, las dosificaciones que da la tabla F-9 proporcionan un hormigón suficientemente resistente y duradero si la cantidad de agua añadida en la hormigonera no es tanta que se consiga un hormigón líquido. Estas dosificaciones se han determinado de acuerdo con el método explicado, suponiendo las condiciones aplicables a una obra pequeña de tipo medio y para áridos de densidades relativas medias. Se dan tres dosificaciones para cada tamaño máximo del árido grueso. La dosificación B para los distintos tamaños de árido grueso se toma de la tabla F-9 como dosificación inicial. Si esta dosificación tiene poca arena, se debe cambiar por la dosificación A y si tiene exceso por la C. Nótese que la dosificación enumerada en la tabla es válida cuando la arena está seca. Si la arena está húmeda o saturada, habrá que hacer las correcciones indicadas en la nota 2 del pie de página.

Tabla F-9.-Dosificaciones para pequeños trabajos.[1]

Tamaño máximo de árido, cm	Tipo de mezcla	Sacos de cemento (43 kg) aprox. por m³ de hormigón	Peso en kg de áridos para un saco (43 kg)		
			Arena[2]		
			Hormigón aireado[3]	Hormigón sin aire	Grava o piedra machacada
1,27	A	9,2	107	111	77
	B	9,0	102	107	86
	C	8,9	102	107	93
1,9	A	8,6	102	107	102
	B	8,4	102	107	111
	C	8,2	98	102	120
2,54	A	8,4	102	107	111
	B	8,1	98	102	125
	C	7,9	93	98	132
3,8	A	7,8	102	107	132
	B	7,6	98	102	145
	C	7,5	93	98	156
5,08	A	7,5	102	107	150
	B	7,6	98	102	163
	C	7,1	93	98	172

[1]Procedimiento: Seleccionar el tamaño máximo apropiado del árido. Entonces usando la mezcla B añadir la suficiente agua para lograr una consistencia suficientemente trabajable. Si el hormigón parece contener poca arena usar la mezcla A; si parece tener mucha arena usar la mezcla C.

[2]Los pesos son para la arena seca. Si se utiliza arena húmeda incrementar el peso de arena 4,5 Kg para cada saco. Si se usa arena muy húmeda añadir 9 Kg para cada saco.

[3]El contenido de aire en el hormigón está especificado para todos los trabajos del Bureau of reclamation. En general el aire contenido en el hormigón se usará en todas las estructuras que estén expuestas a ciclos de hielo-deshielo.

UDHCONECTA.COM

El contenido aproximado indicado, de cemento en kilos por metro cúbico de hormigón, sirve para hacer la estimación del cemento que necesita la obra. Estas necesidades son para un hormigón que tiene el agua suficiente para permitir un trabajo rápido en los encofrados sin separaciones molestas. El hormigón debe de deslizar, pero no correr, de una pala.

C. FABRICACIÓN, PUESTA EN OBRA, CURADO E INSPECCIÓN DEL HORMIGÓN

F.22. Producción y Control del Árido.

El control de la producción y transporte del árido es a menudo complicado por la falta de uniformidad en las fuentes de suministro y la dificultad de mantener esta uniformidad en el producto acabado. Es un problema que requiere la constante vigilancia del Ingeniero a pie de obra. Los materiales nocivos ordinariamente se eliminan por lavado. Si está mal graduado necesita correcciones, para eliminar los tamaños sobrantes, para añadirle los que le faltan, o ambas cosas a la vez. La fragmentación se debe reducir al mínimo y el contenido de humedad de los áridos se debe de mantener tan uniforme como sea posible.

A menudo la granulometría de la arena, tal como llega de la cantera, no cumple las especificaciones y requiere un cierto proceso. Los defectos en la granulometría pueden ser corregidos añadiendo la cantidad suficiente de una mezcla de arena, obtenida por machaqueo, del exceso de tamaños mayores o quitando una parte de los tamaños que se presentan en cantidad excesiva o las dos cosas simultáneamente. Para este fin, es más corriente el proceso húmedo que el proceso en seco, porque la arena está húmeda, en la mayoría de los casos, cuando se extrae de la cantera.

El uso de la arena obtenida por machaqueo y molienda de roca o grava, puede dar lugar a una dosificación poco adecuada. Este tipo debe de emplearse solamente cuando sea prácticamente imposible obtener arena natural a un coste razonable. Como la forma angular de la arena machacada es su única desventaja, es importante que la machacadora y el equipo que se vaya a emplear, produzcan partículas con una forma adecuada. La arena machacada con rodillos, generalmente no es buena, a causa de su alto porcentaje de partículas delgadas y lajosas. El producto con un molino triturador es mucho mejor desde este punto de vista. Si el material no es demasiado duro, como el caso de la caliza, se pueden obtener buenos resultados con un equipo del tipo de impacto, más conocido comúnmente como molino de martillos, que da mejores resultados en la producción de partículas con una forma que se aproxima a la cúbica.

Las gravas naturales, procedentes de ríos, tienen generalmente una forma adecuada por la acción de la corriente y se puede conseguir un árido grueso con la granulometría deseada utilizando un equipo mínimo de planta. Sin embargo, en algunos casos en que no hay grava natural económicamente disponible, se emplea árido machacado. Aunque la forma de las partículas es importante, no es tan esencial para la grava como para la arena. El empleo de trituradoras de rodillos corrugados para conseguir los tamaños más pequeños del árido grueso y de machacadoras giratorias para producir los tamaños mayores, generalmente dan lugar a menor cantidad de lajas. Debido a la segregación y fragmentación que produce el transporte, el árido se debe remover lo menos posible durante las operaciones de apilado. La figura F-9 muestra las formas correctas e incorrectas de realizar el apilado.

Dado que, aunque el apilado se realice con cuidado, se producirá alguna fragmentación del material, es aconsejable realizar un cribado final del árido grueso, en la estación de dosificación, para asegurar la producción de un hormigón uniforme.

Deben de realizarse análisis periódicos de los áridos para determinar su densidad relativa y contenido de humedad y comprobar la granulometría. La frecuencia de estos ensayos debe ser la suficiente para poder garantizar que los áridos cumplen con las normas impuestas en las especificaciones.

F.23. Métodos de Amasado e Instalaciones en las Plantas de Hormigonado.

Para aprovechar todas las ventajas de una exacta dosificación en peso, se deben de transportar y manipular cuidadosamente los componentes ya pesados, hasta la hormigonera, para que las amasadas lleguen completas y uniformes, como salieron del equipo de medida.

Las hormigoneras basculantes son generalmente de mayor rendimiento que las de otros tipos porque pueden descargar rápidamente con un mínimo de segregación. Independientemente del tipo de hormigonera, para mantener un buen rendimiento, es necesario mantener las paletas de la hormigonera con la separación adecuada, inspeccionarlas frecuentemente y repararlas cuando se hayan desgastado; asimismo el interior del tambor ha de estar limpio y libre de depósitos de hormigón o mortero endurecido.

Generalmente se necesita prestar más atención para obtener una dosificación y asientos uniformes y un contenido mínimo de agua en camiones mezcladores, que en plantas de hormigonado fijas. En los camiones mezcladores el hormigón presenta a menudo, pérdidas sensibles de asiento, sobre todo en tiempo caluroso. Esta pérdida se puede reducir a un valor mínimo evitando el sobre amasado. Otros tipos de precauciones que deben tomarse en tiempo caluroso son:

(1) Los tambores de la hormigonera se deben de pintar de blanco y conservar de este color.

(2) Los materiales se deben de mantener lo más fríos que sea posible, almacenándolos a la sombra y rociándolos con agua ligeramente para producir enfriamiento por evaporación.

(3) El agua debe de estar tan fría como sea prácticamente posible y mantenerla así en la sombra, y además pintar los tanques y superficies de recubrimiento de color blanco.

(4) Se debe de evitar la pérdida de tiempo entre la descarga y puesta en obra del hormigón, organizando el trabajo de forma que la maniobra sea rápida.

F.24. Fabricación de Hormigón de Calidad.

La seguridad de conseguir un hormigón uniforme y económico depende en gran parte de la inspección efectuada en las estaciones de dosificación y hormigonado. Los ajustes en la dosificación se hacen en función de los resultados obtenidos en los ensayos de granulometría y humedad de los áridos, y los ensayos del hormigón fresco de consistencia, temperatura, contenido de aire y peso unitario. Se fabrican probetas cilíndricas para hacer los ensayos de resistencia a la compresión, necesarios para el control de calidad. La frecuencia de la toma de muestras y realización de ensayos variarán con el tipo y tamaño de la obra. En general, deben de hacerse ensayos del asiento y de contenido de aire rutinariamente para ayudar a asegurar que se proporciona un producto uniforme. Sin embargo, será suficiente tomar una muestra y hacer un ensayo completo (del hormigón y de los materiales del hormigón ensayados usados en los registros mensuales) una vez durante cada turno de obra para cada clase de hormigón. Las probetas deberán ser representativas de los materiales usados y del hormigón colocado durante ese turno.

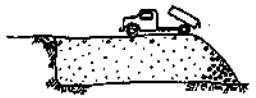
UDHCONECTA.COM

MÉTODOS INCORRECTOS PARA AMONTONAR ÁRIDOS
QUE CAUSAN SEGREGACIÓN Y ROTURA



PREFERIBLE

Empleo de grúa u otros medios de colocación de material en montones en unidades no mayores que la carga de un camión, que permanecen donde se colocan y no ruedan por la pendiente.



NO RECOMENDABLE

Métodos que permiten que los áridos rueden por el talud al ser colocados en la pila, o que permiten al equipo de transporte trabajar repetidamente en el mismo nivel.



ADMISIBLE PERO NO PREFERIBLE

Pila formada radialmente en capas horizontales por un buldózer trabajando después de que los materiales han caído desde una cinta transportadora. Puede necesitarse una escalera de piedra en este montaje.

Buldózer apilando en capas sucesivas de pendiente no mayor que 3:1.

AMONTONAMIENTO DE ÁRIDOS GRUESOS PERMITIDO
(EL ÁRIDO AMONTONADO DEBE SER TERMINADO DE CRIBAR EN LA PLANTA. CUANDO SE HACE ESTO NO SON NECESARIAS RESTRICCIONES DE AMONTONAMIENTO)



CORRECTO

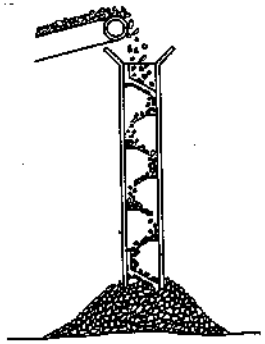
Chimeneas rodeando el material que cae desde el final de una cinta transportadora para prevenir la separación de los materiales finos y gruesos por el viento. Se necesitan aberturas para descargar el material a varias alturas sobre el montón.



INCORRECTO

Caída libre del material desde lo alto de una apiladora permitiendo que el viento separe los materiales finos de los gruesos.

ALMACENAMIENTO DE ÁRIDOS FINOS SIN TERMINAR
(MATERIALES SECOS)



Cuando se amontonan áridos de gran tamaño desde cintas transportadoras elevadas, la rotura se minimiza usando una escalera de roca.

ALMACENAMIENTO DE ÁRIDOS TERMINADO

Figura F-9.-Métodos de apilado de áridos. 288-D-2655.

F.25. Preparaciones Preliminares a la Puesta en Obra.

Antes de poner en obra el hormigón se debe realizar una inspección adecuada para asegurar que: (1) Los cimientos están bien preparados y dispuestos para recibir el hormigón. (2) Las juntas de construcción están libres de hormigón defectuoso y limpias. (3) Los encofrados son estancos para la lechada, suficientemente robustos y están colocados con la alineación e inclinación debidas. (4) Todas las armaduras están limpias, y aseguradas en su posición correcta, y (5) El equipo de hormigonado y material accesorio están a punto y son capaces de realizar la puesta en obra sin tener que crear juntas de construcción adicionales no previstas. Los requisitos detallados sobre estos puntos se dan en el "Pliego de Condiciones del Hormigón", del Apéndice G.

F.26. Transporte.

Aunque el hormigón esté cuidadosamente dosificado y adecuadamente amasado, puede disminuir mucho su calidad si se utilizan métodos inadecuados o poco cuidadosos para su transporte y puesta en obra. Los cubos-tolva, cuando están fabricados para este tipo de trabajo y se manejan bien, son buenos auxiliares para el transporte y puesta en obra del hormigón. Sin embargo, no se deben de utilizar cuando tengan que ser transportados en camión o ferrocarril a tanta distancia que pueda producirse una cierta segregación o exudación debido al asentamiento o se pueda presentar una pérdida de asiento mayor de 2,5 cm (1 pulgada).

Los camiones especiales para el transporte de hormigón están indicados para distribuir éste desde una estación de hormigonado central hasta obras de tamaño pequeño o medio. Hay que tener cuidado en evitar la segregación durante las operaciones de llenado y descarga de estas unidades. En el momento de descarga no debe de haber agua libre sobre la superficie del hormigón, ni existir demasiado asentamiento del árido grueso, o apelmazamiento en el fondo de la carga. Esta estratificación o asiento se puede reducir utilizando elementos agitadores montados en los camiones, o aún mejor, amasando el hormigón cerca del punto de puesta en obra en hormigoneras portátiles, que son alimentadas por camiones que traen la mezcla en seco.

Como es conocido, las canaletas no son dispositivos aconsejables para el transporte del hormigón, porque producen una importante segregación y pérdidas en el asiento. Para evitar estas circunstancias se deben de cumplir los siguientes requisitos:

(1) La canaleta debe de tener una pendiente suficientemente fuerte para transportar el hormigón de la menor consistencia que se pueda trabajar y vibrar y debe de estar fija de tal forma que la pendiente permanezca constante para distintas cargas.

(2) Si tiene más de 3 metros (10 pies) de largo, la canaleta debe de estar protegida del viento y el sol para impedir la pérdida de docilidad.

(3) Se debe de disponer un elemento final que produzca una caída vertical y evite la segregación, preferiblemente en forma de dos cuerpos metálicos de canaleta vertical, tal como se muestra en la figura F-10.

(4) Con métodos neumáticos se producirá segregación del árido grueso debido al impacto de una descarga violenta de hormigón, a menos que el extremo del dispositivo de descarga esté enterrado en hormigón fresco. Debido a esto el Pliego de Condiciones debe precisar que el equipo neumático utilizado en la puesta en obra del hormigón, debe ser tal que permita la introducción del hormigón en los encofrados sin necesidad de una velocidad alta de salida. Otra objeción que se le puede poner al método neumático, es la pérdida de docilidad que se produce por el proceso de lanzamiento del hormigón. Se han observado pérdidas en el ensayo de asiento hasta de 89 mm. (3 ½ pulgadas),

UDHCONECTA.COM

entre la hormigonera y los encofrados, y es bastante frecuente una pérdida de 50 a 75 milímetros (2 a 3 pulgadas).

No se ponen objeciones al uso de cintas transportadoras si se evita la segregación y pérdidas de asiento problemáticas y no se producen pérdidas de mortero en la cinta de retorno. La segregación, que se produce principalmente en los puntos de transporte y al final de la cinta, puede evitarse usando tolvas adecuadas y canaletas de descarga, como se muestra en la figura F-10. La pérdida de asiento es evitable, en su mayor parte, protegiendo la cinta del sol y del viento. Debe de colocarse una goma u otro rascador adecuado en la cinta de retorno, para evitar la pérdida de mortero y para alimentar el mortero en la tolva que recibe el hormigón.

El bombeo a través de tubería metálica es uno de los mejores métodos de transporte de hormigón cuando se tiene una limitación de espacio, tal como ocurre en túneles, tableros de puentes, centrales y edificios. Aunque no se recomiendan distancias de bombeo mayores de 300 m. (1000 pies), se ha bombeado hormigón a través de tubos horizontales y rectos en condiciones absolutamente favorables, hasta 400 m. (1300 pies). Los codos, tramos ascendentes y el hormigón muy seco, reduce la distancia máxima de bombeo. Por ejemplo, un codo de 90° es equivalente a unos 12 m. (40 pies) de tramo recto y horizontal y cada metro ascendente equivale a 2,4 m (8 pies). de tubería horizontal. Aunque los fabricantes aseguran que su equipo de mayor tamaño es capaz de transportar un hormigón que tenga un tamaño máximo de árido hasta 75 mm. (3 pulgadas), la experiencia indica que las dificultades de manejo se reducen bastante si el tamaño máximo de árido bombeado por medio de este equipo se limita a 64 mm. (2 ½ pulgadas). El bombeo tendrá buen rendimiento si trabaja con un hormigón que haya dado en el ensayo de docilidad un asiento de 75 a 100 mm. (3 a 4 pulgadas) y que contenga de un 2 a un 3 por ciento más de arena que la necesaria para un hormigón, que se va a transportar y poner en obra por métodos basados en la gravedad. El rendimiento normal varía de 12 a 50 m^3/hora (15 a 65 yardas cúbicas por hora).

F.27. Puesta en Obra.

El hormigón, convenientemente puesto en obra, no presenta segregación y el mortero está íntimamente en contacto con el árido grueso, la armadura y otras partes embebidas. Entre las muchas obligaciones del inspector de obra merece destacarse el impedir la segregación durante la puesta en obra del hormigón. La separación entre el árido grueso y el mortero se puede reducir al mínimo, evitando o controlando los movimientos laterales del hormigón durante las operaciones de transporte y puesta en obra, como se ilustra en las figuras F-10, F-11 y F-12. El hormigón se debe de depositar tan cerca como sea posible de su posición definitiva. Se deben de evitar los métodos de puesta en obra que produzcan el deslizamiento del hormigón en los encofrados. Estos métodos dan lugar a la concentración del mortero en los extremos de los muros y en las esquinas, donde la durabilidad es más importante y anima a emplear una dosificación que tenga más agua de la necesaria. El hormigón se debe de colocar en capas horizontales y vibrar completamente cada capa. El espesor práctico de estas capas varía entre 30 y 50 cm. (12 a 20 pulgadas).

Las tolvas de las canaletas verticales deben de tener unas aberturas de garganta de área suficiente para que pase fácilmente el hormigón de la menor consistencia que es prácticamente posible trabajar y vibrar. Si las canaletas verticales descargan directamente a través de orificios en los encofrados, se producirá una importante segregación y probablemente se formarán huecos y bolsas de áridos. La reserva de un dispositivo exterior en cada orificio, como el que muestra la figura F-13 permitirá controlar la caída del hormigón y que fluya en el encofrado con un mínimo de segregación.

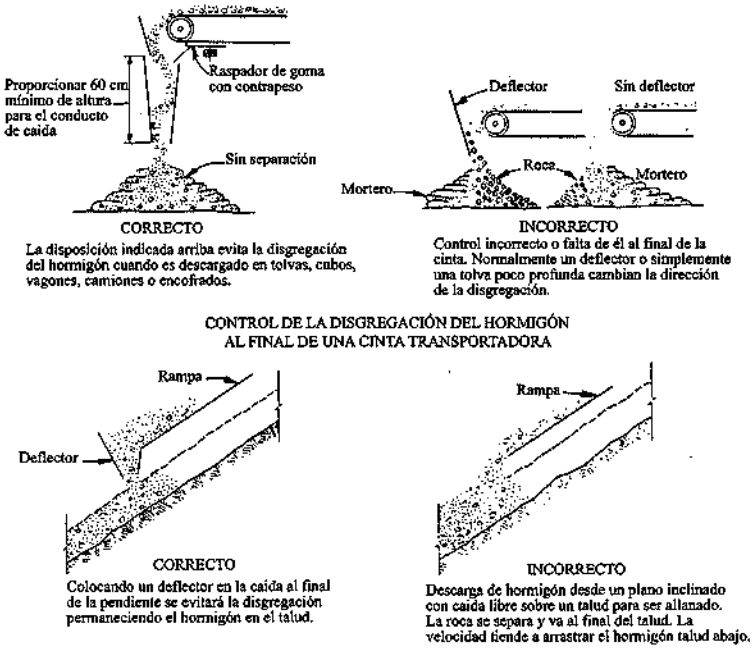
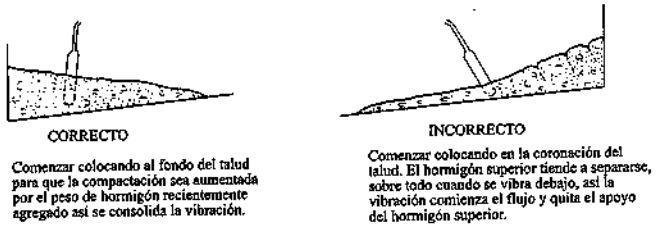


Figura F-10.-Métodos de manipulación del hormigón al final de cintas de transporte y canaletas. 288-D-854.

UDHCONECTA.COM



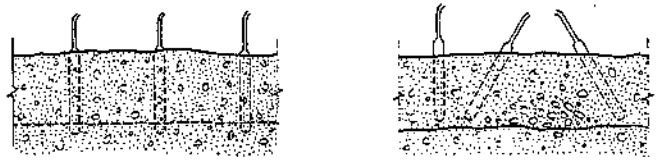
CORRECTO

Comenzar colocando al fondo del talud para que la compactación sea aumentada por el peso de hormigón recientemente agregado así se consolida la vibración.

INCORRECTO

Comenzar colocando en la coronación del talud. El hormigón superior tiende a separarse, sobre todo cuando se vibra debajo, así la vibración comienza el flujo y quita el apoyo del hormigón superior.

CUANDO EL HORMIGÓN DEBE SER COLOCADO EN UN PISO INCLINADO



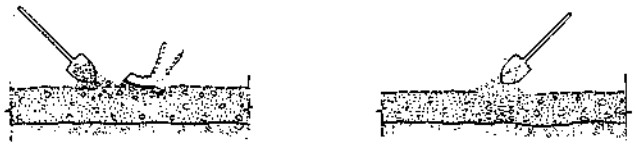
CORRECTO

Penetración vertical del vibrador unos centímetros en la tongada anterior (que no debe estar todavía rígida) a intervalos regulares sistemáticos resultando una consilidación adecuada.

INCORRECTO

Penetración aleatoria del vibrador en todos los ángulos e intervalos y sin la profundidad suficiente para asegurar combinación monolítica de las dos capas.

VIBRACIÓN SISTEMÁTICA DE CADA NUEVA TONGADA



CORRECTO

Palear piedras desde la bolsa de piedras hacia el área más suave, ampliamente enarenada y pisar o vibrar.

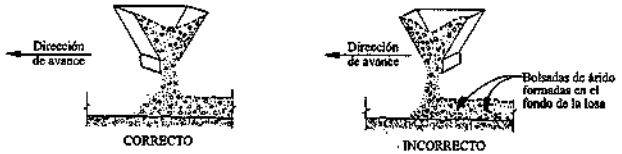
INCORRECTO

Intentar corregir la bolsa de rocas paleando mortero y hormigón blando sobre ella.

TRATAMIENTO DE LAS BOLSAS DE ROCA CUANDO SE COLOCA HORMIGÓN

Figura F-11.-Métodos para vibrar y trabajar con hormigón. 288-D-856.

El hormigón de los 60 cm (2 pies) de la parte superior de muros, pilares y columnas es muy susceptible al efecto de los agentes atmosféricos, y debe de ser de la menor consistencia posible para que se pueda vibrar adecuadamente. Después de la vibración inicial, debe de permitirse al hormigón que asiente durante una o dos horas y complete el proceso de exudación. La parte superior se debe entonces completar con más hormigón y estos 60 cm. (2 pies) superiores se vuelven a vibrar para que se cierren los caminos de exudación.



CORRECTO

Girar el cubo para que el árido segregado caiga en el hormigón dónde pueda ser introducido facilmente en la masa.

INCORRECTO

Descargao de forma que los áridos libres se extiendan sobre los encofrados o sobre el suelo

DESCARGA DE HORMIGÓN



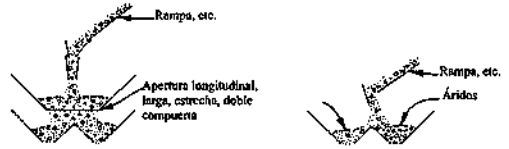
CORRECTO

Descarga de hormigón directamente sobre la abertura de la compuerta

INCORRECTO

Descarga de hormigón en los lados inclinados de la tolva

RELLENO DE HORMIGÓN DE TOLVAS O CUBOS



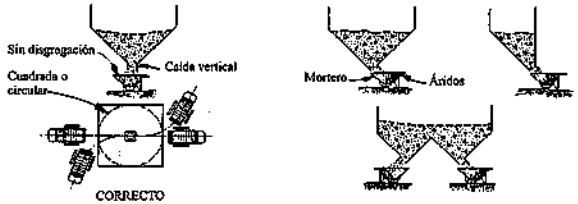
CORRECTO

La disposición de arriba muestra un método factible si debe usarse una tolva dividida. (Siempre que sea posible deben usarse tolvas de descarga simples)

INCORRECTO

Rellenando la tolva dividida como arriba, invariablemente resultan segregaciones y falta de uniformidad en el hormigón repartido por cada compuerta.

TOLVAS DE HORMIGÓN DIVIDIDAS



CORRECTO

Descarga desde la apertura central permitiendo la caída vertical en el centro de la vagoneta. La aproximación alternativa desde lados opuestos permite una carga tan rápida como se puede obtener con inaceptables tolvas divididas con dos compuertas de descarga.

INCORRECTO

Tolvas con compuertas inclinadas, en realidad, rampas sin control final que producen inaceptable segregación en el llenado de las vagonetas.

DESCARGA DE TOLVAS PARA LLENADO DE HORMIGÓN DE VAGONETAS

Figura F-12.-Métodos de manipulación del hormigón con cubos, tolvas y vagonetas. PX-D-25316.

UDHCONECTA.COM

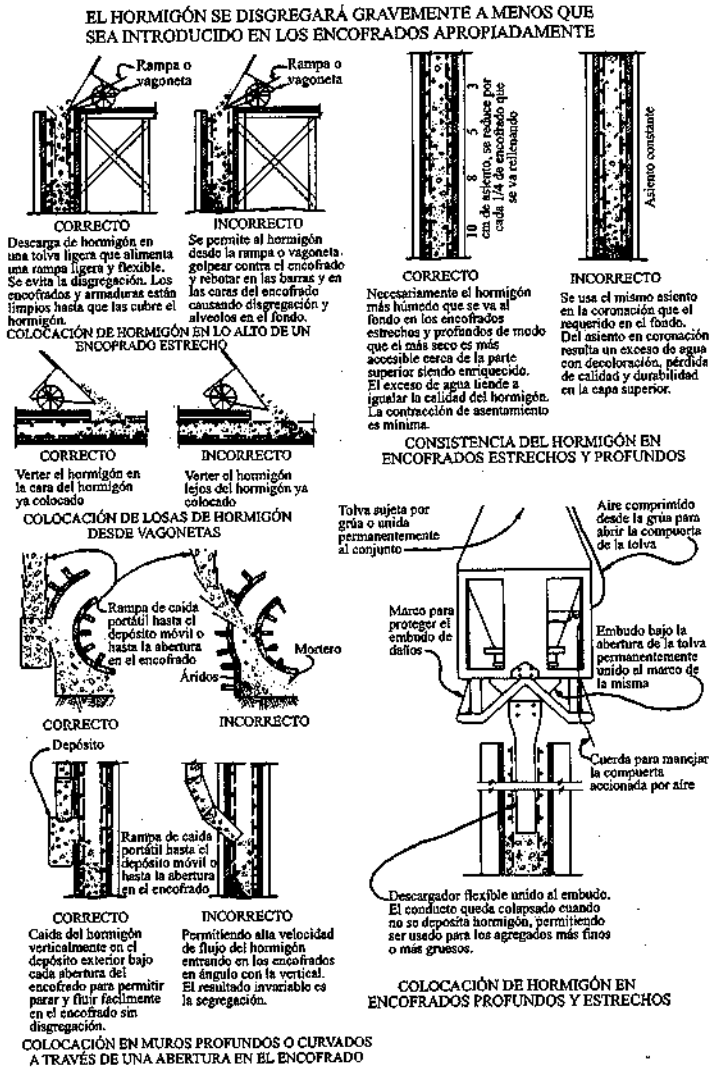


Figura F-13.-Colocación del hormigón en encofrados. 288-D-2657.

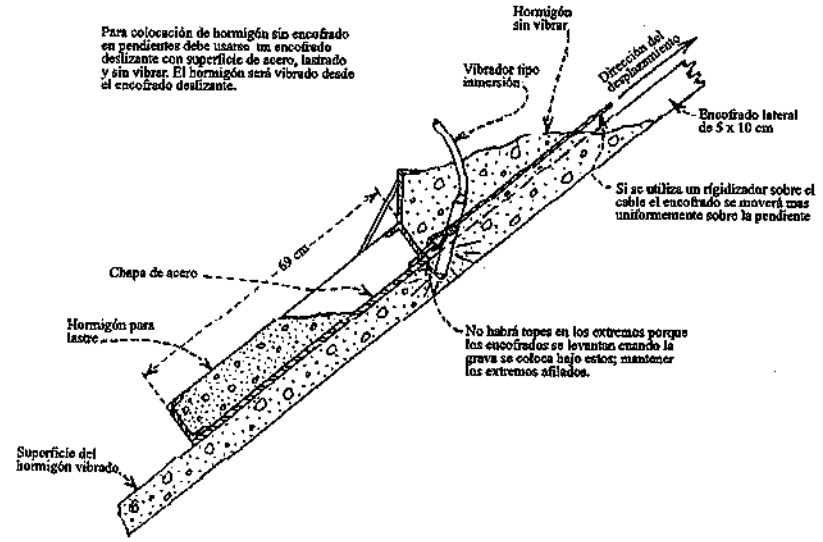


Figura F-14.-Colocación de hormigón sin encofrados en pendientes. PX-D-33031, PX-D-25252.

Cuando se hormigona una losa en un talud, sin encofrado, existe tendencia de colocar el hormigón utilizando una mezcla seca que no resbale. Los testigos obtenidos por perforación, han demostrado que la puesta en obra de este hormigón de consistencia seca sin vibración, generalmente da lugar a un material de estructura alveolar en la parte inferior. Para evitarlo, la consistencia, en este caso, no debe ser más seca que la que produce un asiento de 62 milímetros (2 ½ pulgadas). Un hormigón con esta consistencia, se mantendrá con dificultad en la pendiente, pero no debe de ser más seco. Después de extendido, el hormigón debe ser vibrado total y sistemáticamente, preferiblemente desde un encofrado deslizante de gran peso y recubierto de acero, para enrasar, que trabaje de abajo hacia arriba, como muestra la figura F-14.

F.28. Curado.

Es necesario impedir el secado prematuro o, de lo contrario, el hormigón no alcanzará su potencial total. Las especificaciones del Bureau exigen que se curen todos los hormigones. El contratista tiene generalmente la opción de curar con agua o mantener una película de polietileno durante 14 días o un compuesto de curado durante 28 días. En tiempo caluroso, seco y con mucho viento, las esquinas, bordes y superficies se secan muy rápidamente. Si estas partes se cuidan para que no se sequen antes de que hayan alcanzado su resistencia total, se tendrá seguridad de que las zonas interiores del hormigón estarán también curadas. Es excelente, desde el punto de vista del curado, una arpillera húmeda en contacto con el hormigón. No solamente impide que el sol actúe sobre la superficie directamente, sino que guarda la humedad necesaria para el

UDHCONECTA.COM

curado. Los encofrados de madera suministran una buena protección contra el sol, pero no mantienen el hormigón suficientemente húmedo para conseguir un buen curado. No hay mejor curado que el suministrado por un relleno bien humedecido. El encharcamiento de los suelos, pavimentos u otras losas, proporciona un excelente curado y reduce el fisuramiento, agrietamiento y desgaste.

Cuando no hay agua para el curado económicamente disponible en superficies verticales o en pendiente, es a veces preferible curar el hormigón aplicando a las superficies exteriores, inmediatamente después del desencofrado, un compuesto de sellado. Este compuesto de sellado está diseñado para reducir la evaporación del agua de amasado. Cuando es adecuadamente aplicado y mantenido durante 28 días el compuesto de sellado retendrá bastante humedad para un curado adecuado.

D. BIBLIOGRAFÍA

F.29. Bibliografía.

[1] Concrete Manual, vol. 2, "Test Designations," Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1987.

[2] Concrete Manual [1], Tests Designations USBR 4128 and 4127.

[3] Concrete Manual [1], Tests Designation USBR 4136.

[4] Concrete Manual [1], Test Designations USBR 4138 and 4231.

[5] "Lean Mass Concrete as Affected by Water-Reducing, Set-Retarding Agents," American Society for Testing Materials Special Technical Publication No. 266, pp. 38-94, 1960.

[6] Concrete Manual [1], Test Designation USBR 4143.

Apéndice G. Pliego de condiciones

G.1. Introducción.

Los proyectos se basan en una serie de hipótesis sobre la calidad que se obtendrá durante la construcción. Esta calidad se describe en los Pliegos de Condiciones, siendo por ello necesario exigir que estos se cumplan en todas las obras.

Este apéndice incluye las condiciones que se han de exigir a aquellas partes de obra y componentes de estructuras de cuyo proyecto se ha tratado en este texto. Para cada presa en particular, estas condiciones deben completarse con las correspondientes a medición y abono, descripción y clasificación de las obras, y al desarrollo de algunos conceptos especiales, cuando existan, como pintura, instalación de equipos, estructuras metálicas, etc.

No todas las especificaciones que se incluyen aquí son aplicables a cada proyecto en particular, ya que cubren métodos diversos y una gran variedad de detalles de construcción que no tienen por qué presentarse todos en una misma obra.

Estas especificaciones se han obtenido, con pequeñas modificaciones, de los pliegos guías normalmente usados por el Bureau of Reclamation. La palabra "Administración", usada en estos capítulos, se refiere al propietario de la obra o a su representante autorizado.

A. PROTECCIÓN Y CALIDAD MEDIOAMBIENTAL

G.2. Preservación del Paisaje[24].

(a) *Generalidades.*- El contratista deberá de cuidar el paisaje natural y llevará a cabo la construcción de forma que se evite la destrucción innecesaria, huellas de excavaciones, o destruir la superficie natural en las proximidades de la obra. Excepto, donde se necesite adecuar la zona debido a trabajos permanentes, construcción aprobada de carreteras, o excavaciones, todos los árboles, los arbustos autóctonos y la vegetación debe de ser preservada y protegida del posible daño provocado por las operaciones de construcción del contratista y sus equipos. Los límites de las zonas acondicionadas mediante limpieza y talado de árboles, maleza y vegetación deben de ser irregulares para suavizar el indeseable impacto visual de las líneas rectas. Los equipos y el personal deben de moverse en los caminos y rutas proporcionadas para su acceso a la obra y deben de hacerse de forma que se evite el daño a pastizales, cultivos o propiedades.

En este pliego no se exige que se resiembre o replante; sin embargo, al finalizar la obra, todas las zonas de la obra deben de ser escarificadas y dejadas en unas condiciones

[24]Esta sección recoge las exigencias a todos los contratistas que excedan de 10.000 Dólares. Se puede modificar y aumentarlas para minimizar los efectos de las obras y controlar el desbroce y destrucción del paisaje. Además, deben de preverse provisiones para limitar, localizar y llevar a cabo resiembras, replantar, o especificar otros requisitos para otros elementos como las carreteras de acceso temporales a la obra, zanjas y rellenos de tuberías en zonas cultivadas y residenciales, y operaciones en zonas de préstamos.

UDHCONECTA.COM

que faciliten la revegetación natural, proporcionando el drenaje adecuado, y evitar la erosión[25]. Toda la destrucción innecesaria, huellas de excavación, daño, o destrucción del paisaje debido a las operaciones del contratista deben de ser reparadas, replantarse, resembrase, o corregidas de acuerdo a las indicaciones de la Administración, a coste del contratista.

(b) *Accesos a Obra.*- La situación, alineación y tipo de accesos a la obra deben de estar sujetos a la aprobación de la Administración. Cuando las carreteras de acceso no se necesiten más por el contratista, deben de ser reestablecidas a su entorno original y hacerlas inviables al paso de vehículos. Hay que escarificar las superficies sobre las que se construyen las carreteras, para posibilitar la revegetación natural, proporcionar drenaje y evitar la erosión.

(c) *Instalaciones de la Obra.*- El almacén del contratista, las oficinas, y las explanadas deben de situarse y ordenarse de tal forma que se preserven los árboles y la vegetación para maximizar la extensión utilizable. Al abandonarlos, todos los edificios de almacenamiento y construcción, incluyendo las aceras de hormigón y las cimentaciones, y todos los materiales de construcción y escombros deben de ser retirados del emplazamiento de la obra. El área debe de ser reacondicionada, como sea necesario, para que las superficies drenen de forma natural, se mezclen con el terreno natural, y se dejen en condiciones que faciliten la revegetación natural, proporcionando un drenaje adecuado, y evitando la erosión.

(d) *Zonas de Préstamos (y Canteras)*[26].- Las zonas de préstamos (y canteras)[3] deben de excavarse de forma que el agua no se almacene en agujeros. Antes de ser abandonadas las laderas de las zonas de préstamos (y canteras)[3] deben de ser acondicionadas a taludes estables con las intersecciones de los taludes con la forma similar al contorno natural del terreno no alterado en la zona de préstamos para dar a la zona una apariencia natural. Todos los desechos, los equipos de construcción, y las estructuras deben de ser retiradas del emplazamiento. Hay que dar una forma natural a los montones desechados.

(e) *Precauciones con Explosiones*- Además de los requisitos del Bureau of Reclamation del Construction Safety Standards [1]*, el constructor debe de adoptar precauciones cuando se usen explosivos para evitar que existan rocas dispersas, tocones, u otros escombros fuera de la zona de la obra, y prevenir el daño a los árboles alrededor de la misma, maleza y vegetación.

(f) *Costes.*- El coste de todos los trabajos necesarios en esta sección deben de ser incluidos en los precios ofertados en otras unidades de obra.

G.3. Preservación de la Vegetación[27].

(a) *Preservación.*- La vegetación, incluyendo los árboles, matorrales, hierba, y otras planas que no sean específicamente necesario que se desbrocen o quiten por necesidades de construcción deben de ser preservadas y protegidas de cualquier daño que puedan sufrir por las operaciones de construcción y el equipo. Hay que tener especial cuidado cuando la vegetación está expuesta a daños por el equipo de construcción, detonaciones, excavaciones, vertidos, daños químicos, u otras operaciones. El contratista debe de proteger adecuadamente esa vegetación usando barreras protectoras u otros métodos aprobados por la Administración. Sólo se permitirá quitar vegetación si se tiene una aprobación previa de la Administración.

La disposición de las instalaciones del contratista como los almacenes, los talleres, zonas de almacenamiento y parking, situación de los accesos y rutas de transporte; y las operaciones de préstamo y las áreas estropeadas deben de ser planificadas y gestionadas de tal forma que toda la vegetación que no tenga la aprobación de la Administración para quitarla, debe de ser adecuadamente protegida de los daños directos o indirectos de las actuaciones del contratista.

Excepto en casos de emergencia, o en otros casos aprobados por la Administración, los árboles no pueden usarse como anclajes. Cuando esos usos se aprueben, el tronco debe de ser protegido con un material de espesor adecuado antes de situar cualquier cuerda, cable o alambre.

Cuando sea necesario escalar árboles, no se permitirá el uso de espuelas de escalada. Si es necesario escalar, deben de usarse cuerdas de seguridad.

(b) *Reparación o Tratamiento del Daño.*- El contratista será responsable de los daños causados a la vegetación causados por su actividad. El término "daños" debe de incluir, sin limitación, el estropear, marcar, partir y romper raíces, troncos o ramas. Toda la vegetación dañada debe de ser reparada o tratada sin tardanza, a costes del contratista. Si existe un daño, la Administración determinará el método de reparación o tratamiento a utilizar en la vegetación dañada, tal y como recomiende un horticultor especializado o una persona especialista licenciada a este respecto. Todas las reparaciones o tratamientos de la vegetación dañada deben de ser llevadas a cabo bajo la dirección de un horticultor especializado o una persona especialista licenciada a este respecto, a costes del contratista.

(c) *Sustitución.*- La vegetación que, en opinión de la Administración, no pueda salvarse debe de ser quitada y sustituida al principio de la siguiente estación de plantado. Las sustitutas deben de ser de la misma especie, o de especies aprobadas, y del tamaño máximo que permita plantarlas y mantener su crecimiento en el entorno en particular. Los árboles y matorrales sustituidos deben de ser arriostrados con cables, regados, tanto como se necesite, y mantenidos por un periodo de 1 año. Cualquier árbol o matorral de sustitución que muera debe de ser quitado y reemplazado, tal y como se indica por la Administración, maniéndose esos sustitutos durante un periodo de 1 año desde la fecha de la sustitución. La vegetación reemplazada. Que no sea árboles o matorrales, debe de mantenerse hasta que se estabilice, tal y como indique la Administración.

(c) *Costes.*- El coste de todos los trabajos necesarios en esta sección deben de ser incluidos en los precios ofertados en otras unidades de obra.

G.4. Prevención de la Contaminación del Agua[28].

(a) *Generalidades.*- Las actividades de construcción del contratista deben de hacerse con métodos que prevengan la entrada, o vertido accidental, de materia sólida, contaminantes, escombros, y otros elementos de polución y desperdicios en los cauces de los ríos, con o sin agua, lagos, y aguas subterráneas. Los contaminantes y basuras, incluyen pero no de forma restrictiva, desperdicios, basura, cemento, hormigón,

[25]Borrar si las especificaciones no tienen requisitos paisajísticos, de siembra, o de plantado.

[26]Borrar si no se necesitan canteras.

*Los números entre corchetes se refieren a referencias de la Bibliografía, sección G.118.

[27]Incluir esta sección en los contratos de construcción adecuados. El párrafo puede modificarse para ajustarse a las condiciones locales y sus requisitos.

[28]Se incluye en esta sección la parte de Protección Medioambiental de las especificaciones de construcción superiores a 10.000 Euros cuando el trabajo se sitúe cerca de un río u otras aguas. También puede ser aplicable a contratistas de menos de 10.000 Euros cuando sea apropiado. Modificar o borrar las indicaciones que no sean aplicables y añadir los requisitos necesarios para cumplir los controles de contaminación locales. Pueden incluirse los estándares de calidad de agua Estatales como ayuda a los contratistas. Por ejemplo, ver especificaciones N° DC-7024 del Túnel de Cunningham, Proyecto de Frying-Pan-Arkansas.

UDHCONECTA.COM

desperdicios sanitarios, vertidos industriales, sustancias radioactivas, aceite y otros productos petrolíferos, rechazo de procesamiento de áridos, sales minerales y contaminación térmica.

Los trabajos de drenaje del agua para cimentaciones de estructuras o los movimientos de tierras próximos o invadiendo cauces o ríos deben de ser realizados de forma que se evite que el agua con barro y los materiales erosionados entren en los cauces o ríos, construyendo zanjas interceptoras, canales de derivación, barreras, lagos, u otros medios aprobados. Los materiales excavados u otros materiales de construcción no deben de ser almacenados o depositados cerca de las riberas de los ríos, orillas de lagos, u otros perímetros de cursos de agua donde puedan ser arrastrados por una avenida o escorrentía, o puedan de alguna forma invadir el curso del agua.

El aumento de la turbidez de un curso de río u otros cursos de agua debido a la actividad de las obras debe de ser limitada a los incrementos por encima de la turbidez natural permitidos por los estándares de calidad de ese río o curso de agua. Cuando sea necesario llevar a cabo una obra en un cauce de un río, los límites de turbidez de ese río pueden excederse, tal y como indique la Administración, durante el menor tiempo posible para terminar la obra. Esta obra puede necesitar la derivación del río, construcción o eliminación de entibados estancos, movimientos de tierra específicos en o junto a un curso de un río, hincado de pilas, y construcción de las estructuras de control de la turbidez. Los equipos mecánicos no deben de operar en agua en movimiento, excepto si es necesario para construir pasos o llevar a cabo una construcción[29].

El agua usada en el procesamiento de los áridos, amasado de hormigón, y otras actividades de la obra no debe de entrar en los ríos, cursos de agua, etc, u otras aguas sin el uso de controles de la turbidez como los lagos de sedimentación, diques filtro de grava y procesos de floculación aprobados que no dañen a los peces, sistemas de recirculación para lavar áridos, u otros métodos aprobados. Cualquier vertido de agua residual en agua limpia debe de contener la menor concentración de material sedimentable que sea posible. En estas especificaciones, el material sedimentable se define como aquél "material que sedimentará por gravedad en el periodo de 1 hora de reposo."

(b) *Cumplimiento de las Leyes y Regulaciones*.- El contratista debe de cumplir con las leyes Estatales y Autonómicas, órdenes, regulaciones, y estándares de calidad del agua que se refieran al control y la reducción de la contaminación del agua.

Antes de verter agua residual u otros contaminantes, el contratista deberá de tener un permiso para el vertido de contaminantes tal y como requiere la sección 402 de NPDES (Nacional Pollutant Discharge Elimination System), ley 92-500, y modificada por la 95-217. Antes de verter materiales dragados o de relleno en aguas navegables, el contratista deberá tener un permiso emitido por el Cuerpo de Ingenieros para verter esos materiales, tal y como se indica en la Ley 92-500, modificada por la 95-217[30].

El Bureau of Reclamation ha solicitado permisos para verter contaminantes tal y como se pide en la sección 402 de NPDES, de la ley 92-500, y modificada en la 95-217. El Bureau

[29]Borrar este apartado si las actividades de construcción no necesitan que se realicen en el cauce de un río u otras aguas.

[30]Comprobar con un Especialista Medioambiental que esos permisos son necesarios para un trabajo en particular, si se necesitan, si los obtendrán el Bureau of Reclamation o el contratista. Si el Bureau ha obtenido los permisos antes de emitir las especificaciones, borrar este apartado e incluir la información adecuada de los permisos.

también ha solicitado permisos para verter materiales de dragado o de relleno en aguas navegables, tal y como se pide en la sección 404 de la ley 92-500, modificada por la 95-217. Esto es una excepción a la sección en estas especificaciones de "Permisos y Responsabilidades" y "Administración de Permisos y Responsabilidades", que exige que el contratista obtenga todas las licencias y permisos. Cuando se reciben, la Administración hace saber al contratista las condiciones de los permisos y después se transfieren a éste.

Antes de verter el agua residual u otros contaminantes, o el material dragado o de relleno en aguas navegables, el contratista tiene que tener los permisos necesarios y cumplir los estándares nacionales para el control de la contaminación del agua[31].

Cuando el emplazamiento de una obra es tal que se puede esperar que un vertido accidental entre en un río o en aguas navegables de los Estados Unidos u orillas colindantes, y el almacenamiento total de aceite en el emplazamiento supere los 5000 litros (1.320 galones), o un solo depósito tenga una capacidad de más de 2500 litros (660 galones), el contratista debe de preparar un Plan de Prevención y Medida de Vertidos, revisado y certificado por un ingeniero certificado por la 40 CFR, parte 112, como exige la ley 95-217 y 95-576.

El contratista debe de presentar a la Administración un certificado que declare que el Plan de Prevención y Medida de Vertidos ha sido revisado y autorizado por un ingeniero certificado.

El contratista debe también de cumplir con los requisitos de agua sanitaria y potable incluidos en el Construction Safety Standard [1] del Bureau of Reclamation.

[31]Incluir esta sección cuando los permisos se han solicitado por el Bureau of Reclamation.

c) *Costes*.- El coste de todos los trabajos necesarios en esta sección deben de ser incluidos en los precios ofertados en otras unidades de obra.

G.5. Disminución de la Contaminación del Aire[32].

El contratista cumplirá con las leyes aplicables Autonómicas, Estatales, y locales y las regulaciones para evitar y controlar la contaminación del aire.

Al llevar a cabo las actividades de construcción y la operación de los equipos, el contratista tiene que utilizar los métodos y equipos que están razonablemente disponibles para controlar, prevenir y en caso contrario minimizar las emisiones atmosféricas o descargas al aire de contaminantes.

La emisión de polvo en la atmósfera no estará permitida durante la fabricación, manipulación, y almacenamiento de los áridos del hormigón. El contratista tiene que usar aquellos métodos y equipos que sean necesarios para recoger y eliminar, o prevenir, el polvo durante esas actividades. Los métodos del contratista de almacenamiento y de manipulación del cemento y puzolanas también deben de incluir medios de eliminación de las descargas de polvo a la atmósfera.

Los equipos y vehículos que muestren excesivas emisiones por el tubo de escape debido a desajustes del motor, y otras condiciones de ineficiencia operativa, no deben de ser utilizados hasta que se reparen o ajusten.

Sólo estará permitido quemar los restos de la limpieza de árboles, arbustos y materiales de

[32]Incluir en esta sección las especificaciones de construcción adecuadas para obras de más de 10.000 Euros, y en los contratos de menos de 10.000 Euros cuando se considere necesario. Incluir precauciones para cubrir cualquier estándar de calidad de aire vigente en el área geográfica de la obra, incluyendo los estándares que han sido establecidos de acuerdo a lo indicado en la sección 4(b) de la Orden Ejecutiva 11507.

UDHCONECTA.COM

construcción combustibles, y basura cuando las condiciones atmosféricas para quemar se consideren favorables y con la autorización pertinente de la autoridad en materia de contaminación del aire o de fuego, Estatal o Local. En lugar de quemarlos, esos materiales combustibles deben de ser eliminados con otros métodos como los indicados en las secciones G.12 y G13. Donde se permita quemar al aire libre, las pilas de materiales deben de ser construidas para minimizar el humo, y en ningún caso pueden quemarse materiales no aprobados como ruedas, plásticos, productos de goma, productos asfálticos u otros materiales que crean un humo denso y negro u olores molestos[33].

No debe permitirse quemar madera proveniente del desbroce, arbustos y basura. La madera y los arbustos deben de ser quitados del emplazamiento, cortados o triturados, o enterrados como se indica en la sección G.13, La basura, los residuos y los materiales combustibles deben de eliminarse como se indica en la sección G.12[10].

El almacenamiento y la manipulación de materiales combustibles, las precauciones para la prevención del fuego, y el control del polvo resultante de las perforaciones deben de estar de acuerdo con las precauciones del Bureau of Reclamation indicados en el Construction Safety Standards [1].

El polvo molesto resultante de las actividades de construcción debe de ser evitado de acuerdo a lo indicado en la sección G.6.

El coste debido al cumplimiento de esta sección deberá incluirse en los precios de otras unidades de obra.

[33]Usar las precauciones aplicables de esta sección que se exijan localmente.

G.6. Disminución del Polvo[34].

Durante el desarrollo de los trabajos exigidos por estas especificaciones o cualquier operación adicional a éstas, tanto si el derecho de paso es facilitado por la Administración u otros, el contratista debe de suministrar a los trabajadores los equipos, los materiales y los medios necesarios y deben de llevar a cabo medidas eficientes donde y tanto como sea necesario para reducir las molestias, y evitar que el polvo originado por su actividad dañe los cultivos de secano, regadíos, campos de cultivo, viviendas o cause molestias a personas. El contratista será responsable de cualquier daño debido al polvo originado por su actividad bajo estas especificaciones con derecho de paso facilitado por la Administración u otros lugares.

El coste de regar u otros métodos de reducir la formación de polvo debe de ser incluido en los precios ofertados en otras unidades de obra: Dado por hecho que el pago por el uso del agua para esos propósitos, y la aplicación en los carriles de las carreteras, se hará de acuerdo a la sección "Agua para Regar Tierras y para disminuir el Polvo"[35], de estas especificaciones.

G.7. Disminución del Ruido[36].

(a) *Generalidades*.- El contratista cumplirá con las leyes Estatales, Autonómicas y locales y otras regulaciones aplicables a la prevención, control y amortiguación del ruido excesivo.

[34]Incluir esta cláusula en los contratos en los que sea necesario controlar el polvo de las actividades del contratista. Deben de incluirse precauciones adicionales donde sea apropiado.

[35]Esta provisión de pago debe de incluirse cuando la medición del agua para este propósito puede combinarse con la medida del agua para otros fines.

[36]Incluir esta cláusula sólo si las especificaciones técnicas en las zonas donde un ruido excesivo pueda ser molesto a la zona colindante. Pueden añadirse requisitos adicionales, estudios de impacto acústico o medidas del ruido por el Bureau, en las zonas en donde sea deseable un control estricto del ruido.

Las detonaciones durante la noche, el uso de martillos, pilotajes, u otras actividades que producen ruidos de gran intensidad sólo pueden llevarse a cabo si se aprueba por la Administración.

(b) *Costes*.- El coste de todos los trabajos necesarios en esta sección deben de ser incluidos en los precios ofertados en otras unidades de obra.

G.8. Disminución de la Luminosidad[37].

El contratista deberá tener especial cuidado de que las luminarias iluminen hacia abajo, con un ángulo menor que el horizontal. Esas luces deben de ser apantalladas para no molestar a las zonas circundantes. No debe de iluminarse ninguna vivienda de forma directa.

El contratista será responsable de corregir los problemas de iluminación cuando estos ocurran, con la aprobación de la Administración.

Los costes derivados del cumplimiento de este apartado deben de ser incluidos en los precios ofertados en otras unidades de obra.

G.9. Preservación de los Restos Arqueológicos[38].

(a) La legislación Autonómica busca la protección, preservación, y recogida de muestras de interés científico, restos arqueológicos, prehistóricos, históricos (incluyendo vestigios y especímenes) que de otra forma se podrían perder por la alteración del terreno como resultado de un proyecto de construcción Federal.

[37]Incluir esta cláusula en las especificaciones técnicas en las áreas donde la iluminación del contratista pueda molestar a las zonas colindantes.

[38]Incluir esta cláusula en las especificaciones técnicas de la obra donde haya alteraciones del terreno, a no ser que la exclusión de esta cláusula esté garantizada por un arqueólogo del Bureau. Debe de añadirse requisitos específicos a la obra y referencias en los planos en esta cláusula cuando sea necesario.

(b) El contratista acepta que en el caso de que él o uno de sus empleados, al realizar su contrato, descubre alguna evidencia de descubrimientos científicos, prehistóricos, históricos, o arqueológicos, se lo notificará inmediatamente a la Administración, facilitando la localización y la naturaleza de los hallazgos. Se debe de enviar una confirmación escrita en los siguientes 2 días. El contratista tendrá cuidado de no dañar los objetos o fósiles descubiertos durante las excavaciones, y cooperará y ayudará lo que sea necesario para preservar los hallazgos para su recogida y su puesta a disposición de la Administración.

(c) Cuando sea apropiado, debido a un hallazgo, la Administración, puede retrasar la obra, modificarla, o ambas cosas al mismo tiempo. Si se realizan esos retrasos, o los cambios, o ambas cosas, debe de ajustarse el tiempo de ejecución de acuerdo a las cláusulas de este contrato.

(d) El contratista acepta aplicar esa cláusula en todos sus subcontratistas que ejecuten trabajos en el emplazamiento de la obra.

(e) Exceptuando el caso indicado anteriormente, el coste de todos los trabajos necesarios en esta sección deben de ser incluidos en los precios ofertados en otras unidades de obra.

G.10. Control de la Vegetación[39].

El contratista será responsable de la eliminación de toda la vegetación existente, y el control de la nueva vegetación en las carreteras o zonas de servidumbre, en la que sea más ancha, para proteger los campos de los propietarios colindantes.

La eliminación o el control deben de hacerse desbrozando, cortando o rociando. Los tipos de

[39]Incluir esta cláusula en las especificaciones técnicas de obras colindantes con campos de secano o cuando las oficinas de obra determinen que es necesario.

UDHCONECTA.COM

rociadores y los métodos de rociado deben de estar de acuerdo con la cláusula G.11. Todos los métodos de eliminación y control deben de quedar sujetos a la aprobación de la Administración.

El contratista será responsable de todos los daños a personas o propiedades que ocurran como resultado de un fallo del contratista o una negligencia bajo el punto de vista de la cláusula de este pliego sobre "Permisos y Responsabilidades."

El pago del trabajo de la eliminación de la vegetación existente y el control de la nueva vegetación debe de hacerse como partida alzada al precio unitario ofertado para eliminación y control de la vegetación. El coste de todos los trabajos necesarios en esta sección deben de estar incluidos en los precios ofertados en otras unidades de obra.[40]

G.11. Pesticidas[41].

Los Pesticidas incluyen herbicidas, insecticidas, fungicidas, rodenticidas, piscicidas, desinfectantes de la superficie, repelentes de animales, y repelentes de insectos. El herbicida aplicado sobre el terreno en superficies de grava deberá de cumplir las especificaciones de la cláusula "Herbicidas Aplicados a los Suelos"[42]. Si los contratistas consideran necesario usar otros pesticidas en la obra sujeta a este contrato, deben entregar su plan para su aprobación por escrito por parte de la Administración[19]. Dicho plan debe de ser entregado para su aprobación y revisión por el Especialista Regional de Control de Pesticidas antes de aprobar el plan.

Sólo se usarán pesticidas registrados en la Agencia de Protección del Medioambiente de acuerdo a la ley Federal de Control Medioambiental de Pesticidas de 1972 o las de las agencias Estatales.

El contratista deberá leer y cumplir con todos los requisitos indicados en las etiquetas de los pesticidas cuando los usen.

Estos requisitos que se incluyen en el Construction Safety Standards del Bureau [1] son aplicables al almacenamiento de los pesticidas, mezclado, y aplicación. En el caso de que exista un conflicto entre esos requisitos y otros Estatales o Federales, prevalecerá el más restrictivo.

Los costes derivados del cumplimiento de este apartado deben de ser incluidos en los precios ofertados en otras unidades de obra.

G.12. Limpieza y Vertido de Materiales de Desecho[43].

(a) *Limpieza.*- El contratista mantendrá en todo momento la obra, incluyendo las zonas utilizadas por él, libre de acumulaciones de materiales de desecho o basura.

Antes de finalizar el trabajo, el contratista quitará de las cercanías de la obra todas las instalaciones de la obra, edificaciones, basura, materiales no utilizados, encofrados de hormigón, y cualquier otro material que le pertenezca o se haya usado bajo su dirección durante la construcción. Todas las zonas de la obra deben de ser allanadas y dejadas de forma que se ajusten a la apariencia natural del paisaje tal y como se indica en la cláusula G.2.

En el caso de que el contratista no cumpla con lo indicado anteriormente, el trabajo puede hacerse por la Administración, a coste del contratista, respondiendo con su fianza o fianzas.

(b) *Vertido de Materiales de Desecho*:

[40] Dimensionar esta actividad de manera adecuada.

[41] Incluir esta cláusula en las especificaciones de construcción para obra de más de 10.000 Dólares.

[42] "Incluir cuando "Herbicidas aplicados a los Suelos" se incluye en el pliego.

[43] Incluir esta sección en todas las especificaciones de construcción. Se debe modificar o eliminar cualquier previsión inapropiada y añadir cualquier otro requisito que no se halle cubierto.

(1) *Generalidades.*- Los materiales de desecho incluyendo, de forma no restrictiva, rechazos, basuras, desperdicios sanitarios, desechos industriales, aceite y otros productos petrolíferos, deben de ser eliminados por el contratista. *[Excepto en los casos indicados en la cláusula G.13 y en la cláusula de este pliego referente a "Requisitos del Servicio Forestal", la eliminación de los materiales se realizará enterrándolos, cuando enterrar esos materiales sea aprobado por la Administración; quemándolos cuando los materiales aprobados estén permitidos por las regulaciones del Servicio Forestal, Estatal y leyes locales; o mediante transporte fuera del emplazamiento de la obra. Excepto por lo indicado en la cláusula G.27, el vertido de los materiales no combustibles deben de hacerse enterrándolos, cuando la Administración apruebe enterrarlos, o su transporte fuera de la zona de la obra]. Los materiales de desecho transportados fuera de la zona de la obra deberán verterse en un vertedero aprobado.

*[(2) *Enterrado de Materiales.*- Sólo los materiales aprobados por la Administración pueden ser enterrados. Se enterrarán en agujeros en las localizaciones indicadas en los planos o aprobadas por la Administración. Los agujeros deben cubrirse con al menos 60 cm. de tierra antes de abandonarlos.]

*[(3) *Quemado de Materiales.*- El contratista debe de asegurarse de que tiene todos los permisos necesarios de la Policía Forestal del Distrito, Estatales y de las autoridades locales para quemar. El quemado debe de hacerse de acuerdo a las Regulaciones del Servicio Forestal, y las leyes Estatales y locales].

*[Todos los materiales que se vayan a quemar deben de amontonarse en las zonas designadas para quemar de tal forma que causen el menor riesgo de incendio. Los materiales deben de quemarse con minuciosidad y completamente y todos los restos carbonizados después de quemarlos, exceptuando los trozos pequeños, deben de ser transportados fuera de la obra y vertidos de acuerdo a lo indicado en esta cláusula.]

*[El contratista tendrá, en todo momento, especial cuidado para evitar que el fuego se extienda más allá de los montones que deben de quemarse y será responsable de los posibles daños causados al quemar. El contratista tendrá disponible, en todo momento, los equipos y suministros para su uso en la prevención y extinción de incendios (como indica el Servicio Forestal) y estarán sujetos a las leyes y regulaciones locales aplicables a la pre-extinción, extinción y prevención de incendios.]

(4) *Vertidos de Materiales Llevándolos a Vertedero.*- El material que deba de ser llevado a vertedero, debe de hacerse antes de la finalización de la obra. Todos los materiales deben de llevarse a un vertedero controlado. El contratista tiene la responsabilidad de acordar con empresas privadas y los responsables oficiales las situaciones pertinentes y las regulaciones de dichos vertidos. Cualquier coste o cargo necesario para poder llevar a cabo los vertidos deben de ser pagados por el contratista.

(c) *Costes.*- El coste de todos los trabajos necesarios en esta cláusula debe de ser incluidos en los precios ofertados en otras unidades de obra.

*Borrar o modificar como sea conveniente.

UDHCONECTA.COM

B. EXCAVACIÓN

G.13. Limpieza del Emplazamiento de la Presa.

(a) *Generalidades.*-La superficie que ocuparán las construcciones permanentes, de acuerdo con este Pliego de Condiciones, y las superficies de las zonas de préstamos (1) *(así como las de los acopios y vertidos) deben de limpiarse de toda la vegetación, como los árboles, tocones, raíces a la vista, arbustos, hierbas y malas hierbas; basura y todos los elementos molestos de acuerdo con la Administración.

*[El área del embalse por debajo de la cota _____, como se muestra en el plano _____, debe de ser limpiada de todos los árboles, tocones y arbustos de más de 1,5 metros (5 pies) de altura independientemente de su grosor, y de más de 5 centímetros (2 pulgadas) de grosor independientemente de su altura. (Los árboles y tocones en el área del embalse deben de ser arrancados o cortados de forma que la máxima altura del tocón sea de 15 centímetros -6 pulgadas-, medida en la parte más alta del tocón si están en una ladera.)[44] Los arbustos en el área del embalse deben de ser cortados aproximadamente a ras del suelo.]

*[Toda la leña cortada, las ramas, y otros materiales que floten y sean combustibles de más de 1,5 metros (5 pies) de longitud, independientemente de su grosor, y de más de 5 centímetros (2 pulgadas) de grosor, independientemente de su longitud, deben de ser eliminados]

Los árboles designados por la Administración y los que estén fuera de los límites del embalse, deben de ser protegidos de cualquier daño, de acuerdo con la cláusula G.3. La limpieza consistirá principalmente en la eliminación de_____.

Los licitadores y el contratista deben, bajo sus medios, determinar la extensión que necesita limpieza de acuerdo con esta cláusula.

Los materiales quitados deben de ser eliminados tal y como se indica en (b). De acuerdo a la política gubernamental de los máximos de utilización de leña, el contratista debe de hacer un esfuerzo razonable para redirigir la leña resultado de los trabajos de limpieza a un uso beneficioso.[45]

(b) *Vertido de Materiales.*- Los materiales resultantes de la limpieza deben de ser vertidos o enterrados, siempre sujeto a la aprobación de la Administración; *[quemado, la reducción a virutas y su dispersión; amontonado: o eliminación del emplazamiento de la obra. No se permitirá quemar los materiales necesarios para limpiar la zona.]

La eliminación de los materiales enterrándolos se llevará a cabo con las precauciones de la cláusula G.12. Los materiales serán enterrados en los emplazamientos aprobados por la Administración. Los emplazamientos aprobados serán depresiones naturales o excavadas en el área del embalse que no estén sujetos a la erosión de un río o a la acción del oleaje.

*[La eliminación de materiales quemándolos y la del emplazamiento de la obra se harán con las precauciones indicadas en el apartado G.12]

*[La leña cortada, la caída, los árboles muertos, ramas y matorrales de diámetro inferior a _____ centímetros deben ser preparados para hacer virutas, deberán ser reducidos a virutas de un espesor máximo de 1,2 cm (½ pulgada). Las virutas deben ser distribuidas uniformemente sobre la superficie del terreno en áreas apropiadas y mezcladas con el substrato del suelo para que no pueda flotar o sufrir combustión.]

La leña cortada, la caída, los árboles muertos, las ramas y otros materiales que floten y sean combustibles con un diámetro superior a _____centímetros, deben de ser apilados y cortados en trozos de una longitud aproximada de 1,2 metros (4 pies). Tales materiales cortados serán transportados a montones. *[sobre la cota_____, y en los emplazamientos aprobados por la Administración.]. El material cortado debe de ser apilado cuidadosamente.

(c) *Pago.*- El pago por la limpieza de las zonas ocupadas por la construcción permanente *[y las áreas de los préstamos (montones de materiales y de deshechos), y la zona del embalse bajo el nivel_____, será pagado como partida alzada como limpieza, incluyendo el precio de la limpieza el coste de eliminación de los materiales generados en la limpieza.]. La estimación de los pagos a realizar por la limpieza se hará de acuerdo al porcentaje del trabajo completado.

Las estimaciones para los pagos parciales de acuerdo al progreso del trabajo se harán de la siguiente forma:

_____.

(d) *Coste.*- *[No se hará un pago adicional por la limpieza, el coste de la limpieza debe de ser incluido en el coste de otras unidades de obra de la excavación.]

G.14. Clasificación de la Excavación.[46]

Excepto si se indica lo contrario en este pliego, el material excavado se medirá y clasificará como excavación, hasta los límites indicados en los planos o en estas especificaciones, y se clasificará de la forma siguiente:

(a) *Excavación en Roca.*- Con el fin de la clasificación de la excavación, la roca se define como "una masa sólida, en capas, o formación de mineral; con tal dureza y textura que no puede ser desmenuzada o partida por una sola pasada de ripado con el último modelo de ripador hidráulico montado sobre tractor, equipado con único diente de ripado estándar de un tamaño adecuado y montado sobre un tractor oruga de 385 a 410 caballos de potencia, funcionando en primera marcha". En las zonas donde el uso de ripador indicado es inviable, la roca se define como "un material compacto tal que por su dureza y textura no puede desmenuzarse o partirse con un pico de 2,7 kg. (6 libras)." El pico tiene que ser el clasificado D, especificación federal GGG-H.506D, con un mango de longitud no menor de 86 centímetros (34 pulgadas).

Todos los bolos o trozos sueltos de roca sólida de más de 0,76 metros cúbicos en volumen (1 yarda cúbica) se clasificarán como roca a efectos de la excavación.

(b) *Excavación Normal.*- La excavación normal comprende la excavación en cualquier terreno, que no cumpla las características de la roca indicadas anteriormente en (a). Todos los bolos y fragmentos de roca de menos de 0,76 metros cúbicos, serán clasificados como excavación normal.

No se autorizará ningún aumento en el precio unitario de la excavación debido a que el terreno esté mojado o helado.

El representante de la Administración y el contratista deben estar presentes en el

*Borrar o revisar según sea necesario.

[44]Insertar otros elementos que deban de ser eliminados como edificios, vallas y puentes.

[45]Si se puede obtener un beneficio económico sustancial de la leña y otros materiales provenientes de la limpieza, indicar el código D-1330. Las modificaciones de esta cláusula deberán cumplir obligatoriamente con la Regulación de los requisitos Federales.

*Borrar o modificar como sea conveniente.

[46]Cuando las excavaciones no se clasifiquen para su abono, usar el apartado G.15.

UDHCONECTA.COM

momento de la clasificación del tipo de excavación. El contratista, mediante petición escrita realizada en los 10 días siguientes al recibo de la valoración mensual, podrá solicitar un estado de mediciones y de la clasificación de la excavación del trabajo ya realizado, y deberá recibir contestación en los 10 días siguientes a la recepción de esta petición. Este estado de mediciones y excavaciones será considerado satisfactorio por el contratista a menos que tenga objeciones específicas que hacer, en cuyo caso deberá exponer, por escrito, sus razones ante la Administración en los 10 días siguientes a la recepción de dicho estado. En caso de no presentarse este escrito, se entiende que el contratista está de acuerdo con las mediciones y clasificaciones y que renuncia a cualquier reclamación posterior en este sentido.

G.15. Tipos de Excavación (Alternativa).[47]

Los materiales excavados no se clasificarán con vista a su abono. Si no se indica lo contrario, los materiales excavados se medirán en volumen de excavación, referida a los planos y pagándose de acuerdo con los precios unitarios indicados en los cuadros de precios correspondientes. No se permitirá ninguna revisión de precios debido a que el terreno se encuentre húmedo o helado. El contratista asumirá toda la responsabilidad en cuanto se refiere a la deducción y conclusiones sobre la naturaleza del terreno a excavar y a las dificultades de realización y conservación de las citadas excavaciones. La Administración no se compromete a que la excavación se pueda realizar o mantener en los límites indicados para su pago descritos en estas especificaciones o mostrados en los planos.

Los términos "roca" y "excavación en roca", y "suelo" o "excavación normal", utilizados en este Pliego, tienen las siguientes definiciones:

(a) *Excavación en Roca.*- Roca se define como "una masa sólida, en capas, o formación de mineral; con tal dureza y textura que no puede ser desmenuzada o partida por una sola pasada de ripado con el último modelo de ripador hidráulico montado sobre tractor, equipado con un único diente de ripado estándar de un tamaño adecuado y montado sobre un tractor oruga de 385 a 410 caballos de potencia, funcionando en primera marcha".

En las zonas donde el uso de ripador indicado es inviable, la roca se define como "un material compacto tal que por su dureza y textura no puede desmenuzarse o partirse con un pico de 2,7 kg. (6 libras). "El pico tiene que ser el clasificado como D, especificación federal GGG-H.506D, con un mango de longitud no menor de 86 centímetros (34 pulgadas).

(b) *Excavación Normal.*- La excavación normal comprende la excavación en cualquier terreno, que no cumpla las características de la roca indicadas anteriormente en (a).

G.16. Definición de los Materiales.

Los materiales excavados no se clasificarán para su abono[48]. En este Pliego de Condiciones, los materiales utilizados en los movimientos de tierra y terraplenes se definen de la manera siguiente:

(a) *Roca.*- La roca se define como "una masa sólida, en capas, o formación de mineral; con tal dureza y textura (1) tal que no puede ser desmenuzada o partida por una sola pasada del ripador con el último modelo de ripador hidráulico montado sobre tractor, equipado con único diente de ripado estándar de un tamaño adecuado y montado sobre un tractor oruga de 385 a 410 caballos de potencia, funcionando en primera marcha o (2) en las zonas donde el uso de ripador indicado sea inviable, la roca se define como "un material compacto tal que por

[47] Cuando las excavaciones se clasifiquen para su abono, usar el apartado G.14.

[48] Cuando la excavación no esté clasificada para pago, usar sección G.15.

su dureza y textura no puede desmenuzarse o partirse con un pico de 2,7 kg. (6 libras). "El pico tiene que ser el clasificado GGG-H.506D, con un mango no menor de 86 centímetros (34 pulgadas).

(b) *Material Normal.*- La excavación normal comprende la excavación en cualquier terreno, que no cumpla las características de la roca indicadas anteriormente en (a).

(c) *Formaciones.*- Cualquier material sedimentario, ígneo, o metamórfico representado como una unidad en geología, generalmente llamado roca pero que no necesariamente cumpla con los requisitos de roca definidos en (a).

(d) *Cantos Rodados.*- Trozos de roca redondeados, no mayores de 30 centímetros (12 pulgadas), pero mayores que 7,6 centímetros (3 pulgadas) en alguna dimensión.

(e) *Bolos.*- Fragmentos de roca, generalmente redondeados, pero pueden ser desde algo redondeados a angulosos, mayores de 30 centímetros (12 pulgadas).

(f) *Fragmentos de Roca.*- Fragmentos de roca, que generalmente no son redondeados.

(g) *Componentes del Suelo.*-NOTA.- Los suelos suelen estar formados por una serie de componentes. Se identifican por uno de sus componentes que predominan sobre los otros y otros criterios dados en el Sistema de Clasificación de Suelos No Clasificados, ver el capítulo 5.

(1) *Arcilla.*-Suelo plástico que pasa por el tamiz Nº 200

(2) *Limo.*-Suelo no plástico que pasa por el tamiz Nº 200

(3) *Arena.*-Granos minerales que pasan por el tamiz Nº 4 y son retenidos por el núm. 200.

(4) *Grava.*-Fragmentos de roca no mayores de 7,6 centímetros (3 pulgadas) en su longitud mayor y que son retenidos por el tamiz Nº 4.

(h) *Definiciones Geológicas de Otros Materiales: Caliza.*- Material de dureza variable formado por un agregado consolidado de partículas muy finas, principalmente de carbonato cálcico, normalmente de color amarillo pálido, pero que puede variar entre el blanco y el gris oscuro.

(d) *Pizarra.*- Material consolidado de grano fino parcialmente laminado que tiene tendencia a deslizar a lo largo de los planos de sedimentación o de laminación. Varía desde un tipo arcilloso, que puede ser cortado y rayado con cuchillo produciendo una superficie brillante, hasta un tipo parcialmente cementado, que puede cortarse con dificultad y que produce, al ser raspado con el cuchillo, una superficie mate y de grano fino.

(e) *Toba.*- Material compuesto de detritus volcánico fino, más o menos estratificado, y con varios grados de consolidación y endurecimiento.

G.17. Excavación a Cielo Abierto.

(a) *Generalidades.*- Todas las excavaciones a cielo abierto de la presa y elementos adyacentes deben de realizarse según se indica en este apartado y en los apartados G.19 a G.22. Las excavaciones de las zonas de préstamos deben de hacerse de acuerdo al apartado G.24. La excavación debe de seguir las líneas, pendientes y dimensiones que aparezcan en los planos o que hayan sido establecidas por la Administración.

Los licitadores y contratistas deberán de asumir toda la responsabilidad de los descuentos y aumentos debidos a la naturaleza de los materiales a excavar y las dificultades de la realización y mantenimiento de las excavaciones necesarias. La Administración no se compromete a que la excavación pueda ser hecha o mantenida en los límites indicados para su pago, descritos en estas especificaciones.

La Administración se reserva el derecho de, modificar durante el desarrollo de la excavación, las pendientes o dimensiones de las excavaciones respecto a las especificadas aquí.

UDHCONECTA.COM

Deberán de tomarse todas las precauciones necesarias, incluyendo el control de las detonaciones, para preservar el terreno que se encuentra en el fondo y alrededor de la excavación y dejarlo en las mejores condiciones posibles. Cualquier desperfecto en el trabajo debido a estas operaciones, incluyendo el resquebrajamiento del terreno alrededor de la excavación, será reparado por el contratista a sus expensas. Los taludes destruidos o desprendidos por detonaciones deben de ser desmontados por el contratista.

Todas las excavaciones realizadas para la cimentación del terraplén y estructuras anexas de la presa, deberán ejecutarse en seco. Nunca se podrá excavar en un terreno helado sin autorización escrita, ni se admitirá ningún cambio en los precios unitarios de excavación debido a que el terreno no contenga agua o esté helado.

Todas las excavaciones deben de realizarse hasta completar la dimensión y la calidad necesaria, y finalizadas en los límites indicados, exceptuando zonas puntuales de salientes de roca inalterada, con un exceso máximo de 15,2 centímetros (6 pulgadas) donde las superficies de la excavación no estén recubiertas de hormigón.

Todas las cimentaciones *(esquistosas) deben protegerse de las heladas y de la acción atmosférica, con las precauciones del apartado G.29.

(b) *Cimentación de Estructuras.*- El fondo y los taludes de la excavación sobre la que se colocará hormigón, debe de excavarse hasta las dimensiones necesarias como se indica en los planos o por la Administración. No se permitirá extender material cercano a la estructura.

Si, en cualquier punto de la roca o formación, el material natural de la cimentación se altera o disgrega, debe de ser quitado y reemplazado con hormigón.

*Borrar o modificar como sea necesario

El fondo y las paredes laterales de las excavaciones de material normal, en las que ha de colocarse hormigón, deben humedecerse y apisonarse o compactarse con las herramientas adecuadas, para conseguir un buen cimiento. Si en cualquier punto el material del suelo se ha alterado o disgregado, por cualquier propósito o razón, debe de ser consolidado con rodillos o apisonadoras o, donde se indique, quitado y reemplazado con material seleccionado, colocado en capas de no más de 15 centímetros (6 pulgadas) de espesor compactadas completamente con rodillos o apisonadoras. El coste de todo el trabajo necesario para la preparación del cimiento debe incluirse en el correspondiente precio unitario de la excavación.

Donde el material no sea adecuado como cimentación firme sobre la que colocar el hormigón, se pedirá una excavación adicional por escrito por parte de la Administración, y se pagará de la forma que se indica:

(1) El pago de la excavación adicional, ordenada por escrito, para retirar el material de cimentación inadecuado se hará al precio unitario por metro cúbico aplicable en la que se hace la excavación.

(2) El pago del hormigón colocado para relleno de la excavación adicional en roca o formaciones deberá de pagarse a su precio unitario en metros cúbicos ofertado.

(3) El pago por la excavación y el transporte, de los materiales seleccionados utilizados para el relleno, se hará al precio unitario que exista en el cuadro de precios para excavación en un terreno como el usado para rellenar.

(4) En las excavaciones en las que sea práctico y deseable el compactar con el rodillo especificado para los terraplenes de la presa, los cimientos deberán ser preparados y los materiales de relleno serán seleccionados, colocados, humedecidos y compactados, según se indica en la sección G-29. El material seleccionado debe de extenderse y compactarse hasta una altura de 45 centímetros (18 pulgadas) por encima de la cota establecida para la cimentación; una vez realizada la compactación este exceso de suelo seleccionado deberá excavarse hasta alcanzar dicha cota establecida. El abono de este relleno y de su compactación, tal y como se ha descrito anteriormente, se hará al precio unitario indicado en el cuadro de precios para la zona 1 del terraplén de la presa, y el pago de la excavación del exceso de suelo compactado para lograr la calidad de la estructura deseada se hará al precio unitario por metro cúbico indicado en el cuadro de precios para la excavación de la estructura en la que se haga la excavación.

(5) En las excavaciones en las que no sea conveniente utilizar el rodillo especificado para los terraplenes, el relleno y compactación se harán de acuerdo con la sección G-30, y el abono por la colocación y compactación de este relleno ordenado por la Administración, se hará al precio unitario indicado en el cuadro de precios para los rellenos especialmente compactados, zona 1.

El exceso de excavación realizado por el contratista, por su propia conveniencia o sin órdenes escritas de la Administración debe ser rellenado con material seleccionado y colocarlo de acuerdo con lo indicado anteriormente pero a expensas del contratista, sujeto al pago del cemento como se ha indicado anteriormente.

(c) *Material Excavado.*-En la medida que sea posible y de acuerdo con la Administración, todos los materiales adecuados que provengan de las excavaciones realizadas para las construcciones definitivas serán utilizados en la misma.

Los materiales se seleccionarán de la manera siguiente[49]:

Las explosiones preparadas por el contratista y las restantes operaciones de la excavación, deben suministrar tanto material utilizable para la construcción como sea posible y práctico, siendo siempre necesaria la aprobación de la Administración. Cuando sea posible, y de acuerdo con la Administración, los materiales utilizables deben excavarse separadamente de los inútiles, al mismo tiempo el material útil debe dividirse en grupos durante la excavación, colocándole, bien directamente en los sitios definitivos, o en acopios para su posterior traslado a los sitios definitivos elegidos por la Administración. En la excavación de materiales que sean útiles para los terraplenes, la Administración designará las profundidades más convenientes para obtener las granulometrías más adecuadas del material, y el contratista será responsable de que se alcancen esas profundidades.

Los materiales excavados que, después de drenados, son útiles para las zonas impermeables del terraplén, compactadas mediante rodillos, pero que al excavarse están demasiado húmedos para su inmediata compactación, deben colocarse temporalmente en acopios hasta que su contenido de humedad sea el óptimo para su colocación y compactación, o bien si se colocan sobre el terraplén antes debe hacerse en las condiciones indicadas en la subsección G-29(g), relativa a los materiales cuyo contenido de humedad es mayor que el adecuado para su compactación.

Los guijarros, bolos o fragmentos de roca, con su máxima dimensión mayor de 13 centímetros (5 pulgadas) que se encuentren en los materiales de relleno, deben eliminarse, bien en el lugar de la excavación, bien después de su transporte al terraplén, pero siempre antes de la compactación. Estos fragmentos de roca se colocarán en otras zonas o serán

[49]Añadir las condiciones aplicables a cada caso.

UDHCONECTA.COM

directamente llevados a caballeros.

Si, después de la excavación, la arena, la grava y el material de bolos de relleno tienen un contenido en agua mayor que el necesario para su colocación, el material no debe de ser colocado en el talud, si no, apilado temporalmente para dejar que drene o seque hasta que el contenido en agua se reduzca lo suficiente para permitir colocarlo en el talud.

Los materiales excavados que no sean utilizables *(o estén en exceso) para el talud de la presa u otros lugares deben ser eliminados conforme a lo que indique la Administración, según las disposiciones enunciadas en la sección G-27.

El contratista no tendrá derecho a un pago adicional sobre los precios unitarios ofertados por solicitársele la segregación de materiales por montones; excavar a una profundidad indicada y drenar o secar los materiales adecuados.

(d) *Medición y Abono.*- El material excavado, incluyendo la excavación de la cimentación de la presa, se medirá para su abono, hasta las líneas indicadas en los planos o descritas en este pliego y se incluirá solamente el material excavado dentro de los límites de pago.

Cuando se coloca hormigón directamente sobre o contra las excavaciones, esas excavaciones deben ser suficientes en todos los puntos para proporcionar las dimensiones mínimas de hormigón. Cuando las dimensiones de una estructura de hormigón se indiquen en los planos o si se indica la cota de una cimentación, dichas dimensiones deben de considerarse como las dimensiones mínimas y dicha cota debe de considerarse como la elevación que define las dimensiones mínimas de la estructura. Cuando una dimensión o una cota no se indican en los planos, las dimensiones mínimas serán establecidas por la Administración.

*Borrar o modificar como sea necesario

Si se coloca hormigón sobre o contra la excavación, y el terreno puede ser recortado, con los medios ordinarios de refino, a las dimensiones precisas de la estructura de hormigón, de acuerdo a lo indicado por la Administración, las mediciones precisas de la estructura de hormigón y las mediciones para el abono se harán de acuerdo con dichas dimensiones estrictas de la estructura de hormigón.

Si se coloca hormigón sobre o contra la excavación tal que no pueda ajustarse con los medios normales de refino de excavación, como indique la Administración, la medición y el pago se harán basándose en tolerancias medias. Las dimensiones medias se tomarán 7,6 centímetros (3 pulgadas) superiores a las indicadas en los planos para la medición y abono de la excavación. *[Cuando se construya un recubrimiento protector de hormigón en la cimentación de _____ la(s) estructura(s) como se indica en la sección G.23, las dimensiones mínimas indicadas en los planos o establecidas por la Administración se incrementarán en 5 centímetros (2 pulgadas), y su medición para el pago de la excavación de la estructura se hará según la dimensión media como se ha indicado]. No se hará ninguna medición para su pago de la excavación adicional necesaria para la aplicación del recubrimiento de hormigón de la excavación de la estructura en otros lugares distintos de los indicados en la sección G.23.

Las mediciones, para su pago, de las excavaciones sobre o contra las que no se necesita colocar hormigón en las zanjas de las tuberías de drenaje, incluyendo la excavación de la solera y *(losas de hormigón), se limitarán a las líneas indicadas en los planos, o cuando no se indique en estos, a las más factibles, según la calidad y dimensiones indicadas por la Administración.

A menos que se indique lo contrario en la sección G-94, referente a la derivación del río durante la construcción y eliminación del agua de la cimentación, los precios unitarios de la excavación a cielo abierto deberán incluir los

costes debidos a la mano de obra, equipo y materiales para las ataguías y otras construcciones temporales, así como los de bombeo, achicado, drenaje y cualquier otro trabajo necesario para mantener la excavación en buen estado durante la construcción; también comprende el coste de desmantelamiento de las instalaciones provisionales.

El precio unitario de la excavación a cielo abierto deberá comprender también el coste total de:

(1) Transporte de los materiales desde el lugar de excavación hasta el punto definitivo para su uso, zona de caballeros, acopios temporales, y desde estos a sus puntos finales.

(2) Carga de los materiales excavados que han sido depositados en acopios temporales.

(3) Eliminación de los materiales demasiado grandes, incluidos dentro de otros utilizables.

(4) Eliminación de los materiales no utilizables.

Todos los materiales de excavación realmente colocados en zonas de terraplén o que hayan de sufrir transformaciones, se incluirán nuevamente para su abono bajo otros conceptos apropiados, que cubran ese tipo de trabajo. No se abonará nada por la excavación llevada a cabo en terraplenes o rellenos, previamente colocados, *[excepto en los casos indicados en (b)].

G.18. Perforación de Agujeros para Excavaciones.

La excavación de rocas, donde indique la Administración, debe de ser hecha perforando una línea de agujeros y agrandándolos. El diámetro de los agujeros a perforar debe de ser aprobado. El espaciado de los agujeros debe

*Borrar o modificar como sea necesario.

ser indicado por la Administración, y debe de ser lo suficientemente pequeño para asegurar que la roca se romperá a lo largo de las líneas deseadas. Se permitirán detonaciones de poca potencia en los agujeros a lo largo de las caras de las excavaciones: Teniendo en cuenta que, en cualquier caso, de acuerdo a la Administración, si la continuación de las detonaciones puede dañar la roca situada fuera de los límites de la excavación, debe de pararse el uso de los explosivos y completar la excavación con cuñas, picas u otros métodos adecuados.

La medición para el pago de los agujeros en las excavaciones de las rocas, sólo incluirán la longitud de los agujeros realmente perforados en las rocas a lo largo de los límites de la excavación como se indicará por la Administración y sólo incluirá los agujeros perforados a un espaciado de **(38,1 centímetros 15 pulgadas) o menos entre centros de agujeros.

El pago de los agujeros para las excavaciones de roca, se hará al precio unitario por metro lineal de la oferta, el cual deberá incluir los costes de las detonaciones de poca potencia, agrandamiento de los agujeros, excavación con cuñas, picas u otros métodos usados junto a la perforación de los agujeros para completar la excavación.

G.19. Excavación para la Cabeza de Inyección.

(a) *Generalidades.*- En este caso la excavación debe llevarse a cabo mediante el uso de herramientas manuales y con equipo mecánico aprobado, de tal manera que se evite el resquebrajamiento de las paredes y del fondo de la excavación. Si el contratista lo desea, y la Administración lo aprueba, puede emplearse una línea de perforaciones y ligeras explosiones: Teniendo en cuenta, que cada pequeña detonación fracturará y romperá el

**Revisar según sea apropiado.

UDHCONECTA.COM

material en una cara expuesta, o también pueden usarse otros métodos aprobados. Si se utiliza la línea de pequeñas detonaciones, el diámetro, profundidad y espaciamiento de los taladros debe ser aprobado por la Administración, teniendo en cuenta que el espaciamiento de los agujeros y su tamaño, el tipo y la distribución del explosivo deben ser tal que garanticen que el terreno romperá por la línea deseada. Las detonaciones deben limitarse a los métodos autorizados, con lo que se obtiene una fracturación sucesiva de la pared a medida que el trabajo adelanta, con la utilización de las herramientas mecánicas y a mano. Las detonaciones en las líneas de taladros deben de limitarse a aquellas detonaciones que produzcan caras de roca lisa y sana incluso si se limita a no más de una línea de agujeros en cada lado de la zanja de lechada por cada detonación. Si la Administración juzga en algún momento, que alguna explosión puede dañar las superficies en contacto de las cuales estará el hormigón, prohibirá el uso de los explosivos. Todas las operaciones de detonaciones o actividades en esta sección se llevarán a cabo de acuerdo a la sección G.115 y de todas las leyes Federales, Estatales y locales y las ordenanzas.

Si la excavación para la cabeza de inyección cruza una falla o una grieta del terreno, deberá ser llevada hasta las profundidades indicadas en los planos, debiendo unirse al terreno en los bordes de la falla o grieta. Teniendo en cuenta que, si la excavación requiere más de 2,4 metros (8 pies) medidos normalmente a la superficie final de la excavación para la cimentación de la presa será necesaria una orden por escrito, de acuerdo a lo indicado en estas especificaciones para "Cambios". El contratista suministrará todos los materiales necesarios para entibar, si fuera preciso, debiendo retirarlos antes o durante la puesta en obra del hormigón.

(b) *Medición y Abono.*- La medición, para el abono de la excavación, se hará de acuerdo con las dimensiones medias prescritas en anchura, y con la profundidad proyectada, medida normalmente a la superficie final de la excavación del cimiento de la presa.

El abono se hará al precio unitario indicado en el cuadro de precios que deberá de incluir el coste de todos los trabajos descritos en esta sección y el de suministro, instalación y desmantelamiento de la entibación necesaria.

G.20. Excavaciones para la Cimentación de la Presa.

(a) *Generalidades.*- La excavación para la cimentación de la presa consistirá en todas las excavaciones indicadas a continuación, terminadas en los límites y con las calidades indicadas en los planos o establecidos por la Administración:

(1) Desbroce y limpieza de la cimentación de la presa

(2) Excavación por debajo del desbroce y limpieza de la cimentación de la presa, incluyendo la(s) zanja(s) (y _____, pero sin incluir la excavación de la capa de lechada).*

(3) *[Excavación de los drenaje de pie de la presa]

(4) Excavación de las zanjas abiertas de drenaje.

(5) Excavación de los pozos finales de la cimentación.

(6) _____]

En la medida en que sea posible, tal y como indique la Administración, el material excavado utilizable con los cuidados indicados en esta sección, debe de *(usarse en la obra o transportarse a montones para su posterior uso en la obra, tal y como indique la Administración). Los materiales de la excavación que no sean utilizables para su uso en la obra o sobren, deben de ser eliminados con las precauciones indicadas en la sección G.27, tal y como indique la Administración. Los materiales excavados que pudieran ser adecuados para su uso en la obra, pero que no

*Borrar o modificar como sea necesario

sea posible usarlos, tal y como indique la Administración, pueden ser amontonados, y también eliminados con las precauciones indicadas en la sección G.27.

Las alineaciones y los límites de la excavación mostrados en los planos están sujetos a los cambios que la Administración considere necesarios, para adaptar la excavación de la cimentación de la presa *(y otras características indicadas anteriormente) a las condiciones reveladas por la excavación.

No se necesita una finalización precisa de las pendientes de la excavación, pero la excavación debe de hacerse lo más próxima como sea posible a los límites y calidades establecidos. Las rocas sueltas deben de quitarse de los contactos de la cimentación. Los acantilados de roca, salientes e irregularidades afiladas deben de ser reducidas según las indicaciones de la Administración, incluyendo las técnicas de líneas de taladros y explosiones, para proporcionar contornos de cimentación satisfactorios.

*[Las caras que sobresalgan, las caras con mucha pendiente, y las verticales indicadas por la Administración deben de ser excavadas con métodos que no impliquen voladuras para dar forma a las rocas.]

Donde, cuando lo indique la Administración, no sea posible excavar las rocas sobresalientes o caras de rocas con pendientes mayores de ½:1 sin voladuras, las caras de las rocas deben de ser recubiertas con hormigón de limpieza para lograr una pendiente de la cimentación no mayor de ½:1. El hormigón de limpieza debe de cumplir la sección G.62.

(b) *Desbroce de la Cimentación de la Presa.*- Como se indica en la sección G.21, las zonas donde se vayan a situar los materiales de la presa, primero deben de ser desbrozadas de acuerdo a los planos, estas especificaciones y las indicaciones de la Administración.

(c) *Excavación por Debajo del Desbroce para la(s) Zanja(s) de Impermeabilización.*- La(s) zanja(s) de impermeabilización debe de ser excavada en la cimentación de la presa aproximadamente hasta los límites y calidades indicadas en los planos. La(s) zanja(s) de impermeabilización debe de ser excavada *(hasta roca firme o) _____firme. Todos los materiales, sueltos, blandos o disgregados deben de ser extraídos de los agujeros y depresiones hasta los límites indicados.

*[Las formaciones de pizarras y otras formaciones indicadas por la Administración, que salgan a la luz durante la excavación de la cimentación de la presa, deben de ser protegidas de las heladas y de secado de su superficie de acuerdo a los requisitos de la subsección G.29(c).]

*[(d) *Excavación por Debajo del Desbroce Fuera de la(s) Zanja(s) de Impermeabilización.*- Las otras zonas de la cimentación de la presa donde se muestren en los planos o donde indique la Administración, deben de ser excavadas hasta roca firme, hasta _____ firme, o hasta otra cimentación adecuada tal y como indique la Administración.]

*[(e) *Medición y Pago.*- La medición, para su pago, de la cimentación de la presa se hará de acuerdo a lo indicado en la sección G.17, pero limitado por las siguientes superficies de división]:

Las superficies de división entre la excavación de la cimentación de la presa y los siguientes elementos deben de ser definidos como:

*[(1) *Excavación para Estructuras.*- Dentro de los límites de la cimentación de la presa, se establecerán las superficies de división, para su abono, extendiendo las superficies que definen la extensión de la excavación para las estructuras hasta la superficie original del terreno.]

*[(2) *Excavación para Carreteras.*- La superficie de división será un plano

*Borrar o modificar como sea necesario

UDHCONECTA.COM

vertical normal al eje de la coronación de la presa en la sección _____].

*[(3) _____].

El pago de la excavación de la cimentación de presa se hará al precio unitario aplicable por metro cúbico (yarda cúbica) indicado en el cuadro de precios, dicho precio unitario incluirá todos los costes incluidos en la sección G.17: Teniendo en cuenta que, cuando elementos de la oferta independientes se incluyan en la tabla de precios para la excavación y manipulación de los materiales antes y después de que se amontonen, el coste de las operaciones independientes debe de ser incluido en el precio unitario aplicable.[50]

G.21. Desbroce.

(a) *Generalidades*.- El contratista desbrozará todas las zonas de las construcciones permanentes y préstamos, a las profundidades indicadas por la Administración, para eliminar todos los materiales no utilizables. Los materiales no adecuados que deben de ser quitados por el desbroce, incluyen los escombros, la tierra vegetal, tocones, raíces y todos otros materiales que, en opinión de la Administración, son inadecuados para su uso en las construcciones permanentes.

Todos los materiales desbrozados de las zonas de préstamos y las construcciones permanentes deben de ser vertidos en los hoyos de préstamos agotados o vertidos en agujeros de préstamos aprobados. Los préstamos deben de ser finalizados con unos taludes laterales que no excedan _____ con la superficie razonablemente lisa, y el material colocado sea aprobado por la Administración.

(b) *Medición y Abono*.- La medición, para el abono, del desbroce de las zonas de préstamos se hará de las áreas desbrozadas hasta los límites finales aprobados por la Administración.

Excepto en el caso de lo indicado del desbroce de las áreas de préstamos, no se pagará por el desbroce, y el coste del mismo se incluirá en el precio para unidades de excavación que necesiten desbroce.

El abono del desbroce de las zonas de préstamos se hará al precio unitario por metro cúbico (yarda cúbica) ofertado en el cuadro de precios, dicho precio incluirá los costes de retirar los materiales, amontonarlos o eliminarlos, el acondicionamiento final en las zonas de prestamos o de vertido, y todos los costes necesarios para llevar a cabo el trabajo.

G.22. Excavación a Cielo Abierto para Cimentación de Estructuras.

El concepto correspondiente a este elemento del cuadro de precios incluye toda la excavación a cielo abierto además del desbroce, tal y como se indica en los planos de las estructuras de hormigón que a continuación se enumeran:

(Aquí normalmente se describen y sitúan las excavaciones incluidas en este concepto, y al mismo tiempo se señalan los límites para poder efectuar las mediciones, si existen excavaciones contiguas que se paguen a distinto precio. Esta sección se utiliza también para dar las normas de ejecución de una presa de hormigón.)

La medición para el abono de la excavación, a cielo abierto, para las estructuras se hará como se indica en la sección G.17

La excavación se abonará al precio unitario por metro cúbico (yarda cúbica), correspondiente indicado en el cuadro de precios, dicho precio incluirá todos los costes incluidos en la sección G.17.

[50]Usar cuando hay necesidad de incluir separadamente los artículos de abono en el orden fijado para mantener el abono por fase de trabajo terminada, por ejemplo, trabajo antes y durante almacenamiento y trabajo después de almacenamiento dentro del mismo contrato. Revise la redacción como necesite para estar de acuerdo con los artículos usados en la oferta.

G.23. Capa de Protección para la Cimentación de Estructuras.

(a) *Generalidades*.- Cuando lo indique la Administración, se deberá aplicar una capa protectora en las superficies de las cimentaciones excavadas, sobre o contra las cuales se coloque hormigón. La capa protectora debe de ser aplicada sólo sobre las superficies de la cimentación que sean indicadas por la Administración, porque considere necesario prevenir que se seque la superficie.

La capa protectora debe de ser una capa de protección de hormigón, excepto en el caso de las superficies de cimentación de todas las estructuras de impermeabilización y en las pendientes mayores de 1:1, en las que se puede usar un protector pulverizado aprobado.

La excavación no puede hacerse en los últimos _____ centímetros de las superficies finalizadas en las zonas donde se requieran capas de protección hasta que todos los equipos e instalaciones necesarias para la aplicación inmediata de la capa protectora estén disponibles y listos para trabajar. Las áreas que necesiten de protección deben de ser subdivididas en unidades, en las que los últimos _____ centímetros de excavación y la aplicación de la capa protectora puedan ser completados en un turno de trabajo. El trabajo en esas unidades debe de ser llevado a cabo de modo continuo, y la aplicación de la capa protectora debe de seguir a la excavación sin demora. La capa protectora debe de aplicarse en esas unidades unitarias, de forma que las superficies excavadas estarán expuestas durante el periodo de tiempo más corto posible, dicho tiempo no puede exceder de _____ horas. Las superficies excavadas expuestas deben de ser humedecidas continuamente para evitar la evaporación de la humedad natural del material y deben de protegerse de las heladas.

Las superficies que van a ser cubiertas deben de limpiarse de todo el material suelto, de la suciedad, del polvo, del barro, del agua estancada y otras materias extrañas. Las capas protectoras de material protector no deben de aplicarse cuando la temperatura del aire sea menor de 3°C (35°F), ni cuando haya tiempo adverso tal y como indique la Administración. Si lo aprueba la Administración, y si es necesario, se permitirá usar capas protectoras temporales, hasta que se aplique la capa protectora permanente. Las capas protectoras dañadas por las heladas, el calor, el tráfico u otras causas deben de ser quitadas o reparadas por el contratista a sus expensas, incluyendo el coste de la eliminación de los materiales de la cimentación helados o dañados, debajo de las capas protectoras y su sustitución por tierra compactada u hormigón según sea aplicable. Las capas de protección deben de cubrirse con hormigón estructural tan pronto como sea posible, y en ningún caso las capas de protección pueden ser dejadas expuestas durante un periodo superior a _____ días.

(b) *Capa Protectora Pulverizada* (*Spray*).- La capa protectora pulverizada puede hacerse con uno de los siguientes productos o uno similar aprobado:

(1) Polybind, fabricado por Celtite, Inc., Mining Products Division, Huntington, West Virginia.

(2) Genaqua 743, fabricado por The Delta Company, Charleston, West Virginia.

(3) Aerospray 70 Binder, fabricado por American Cyanamid Company, Wayne, New Jersey.

La capa protectora pulverizada debe de aplicarse en las excavaciones a las superficies de excavación finalizadas de acuerdo con las recomendaciones del fabricante y los métodos aprobados por la Administración. La capa debe de ser aplicada con un grosor y de tal forma que se forme una capa uniforme sin agujeros que proteja la superficie de la excavación del aire.

(c) *Capa Protectora de Hormigón*.- La capa protectora de Hormigón debe de aplicarse de manera que la superficie de contacto esté

UDHCONECTA.COM

cubierta con un mínimo de 5 centímetros (2 pulgadas). Cuando se aplique la capa protectora de hormigón, los límites de la excavación indicados en los planos o por la Administración deben de incrementarse en 5 centímetros (2 pulgadas) y la capa protectora debe de aplicarse en dicho incremento de la excavación para obtener las dimensiones completas del hormigón estructural de las estructuras que apoyen sobre ella.

El hormigón cumplirá las indicaciones especificadas en la sección G.73 a G.91, inclusive. El método de colocación del hormigón debe de ser aprobado. La capa de protección no debe de contener áridos mayores de 1,9 centímetros (¾ pulgada) en su dimensión mayor. Se puede usar tanto agua como ceras en la capa de protección de hormigón para su curado.

Las superficies expuestas de la capa de hormigón de protección no pueden ser consideradas como una junta de construcción, pero tienen que limpiarse, como apruebe la Administración, inmediatamente antes de colocar la estructura de hormigón sobre la capa de hormigón.

(d) *Medición y Abono*.- La medición, para su abono, de la capa de protección se hará por el número de metros cuadrados (yardas cuadradas) del área de excavación de la cimentación una vez finalizada que sea cubierta con la capa, de acuerdo con las indicaciones de la Administración. El abono de la capa de protección de la cimentación de las estructuras se hará al precio unitario por metro cuadrado (yarda cuadrada) del cuadro de precios, dicho precio unitario incluirá el coste de todos los trabajos y equipos, y el suministro de los materiales necesarios para la aplicación de la capa de protección, exceptuando la excavación para la capa de protección y excepto el cemento usado en la capa de protección. El hormigón colocado para la capa de protección no se incluirá en otros elementos del cuadro de precios para el hormigón que se use en las estructuras. El pago del cemento usado en la capa protectora se hará al precio unitario por tonelada ofertado en el cuadro de precios para el suministro y manipulación del cemento *(para hormigón).

El pago de la excavación adicional necesaria para la aplicación de la capa de protección de hormigón se hará al precio unitario por metro cúbico (yarda cúbica) del cuadro de precios ofertado para la excavación, a cielo abierto, para estructuras.

La capa de protección aplicada en zonas distintas a las indicadas por la Administración será a expensas del contratista.

G.24. Zona de Préstamos.

(a) *Generalidades*.- Todos los materiales necesarios para la construcción que no estén disponibles de las excavaciones necesarias para construcciones permanentes cumpliendo estas especificaciones, deben de ser obtenidos de los préstamos _____, _____, y_____. La situación de las zonas de préstamos se muestran en los planos N°_____ :

(1) Construcción de terraplenes, zonas _____, _____, y _____.

*(2) Rellenos permeables.

*(3) Material de escollera

*(4) Materiales seleccionados

*(5)_____.

Las exploraciones en las zonas de préstamos indican que los materiales son variables en naturaleza y textura y contienen cantidades variables de humedad *[y material de más de 12,7 centímetros (5 pulgadas). Los porcentajes aproximados de más material mayor de 12,7 centímetros (5 pulgadas) encontradas en las exploraciones de la zona de préstamos _____ se anotan en registros. La ausencia de porcentajes de tamaño superior en los registros de las exploraciones, sin embargo, no implica que se vayan a encontrar materiales de mayor tamaño en las cercanías de esas exploraciones.]

El nivel del agua subterránea encontrado en las

*Borrar o modificar como sea necesario

exploraciones, como muestran los registros, es la de las fechas indicadas. La ausencia del nivel freático o contenido en humedad en los registros de las exploraciones en las zonas, sin embargo, no implica que no se vaya a encontrar agua subterránea o contenidos variables de humedad en las cercanías de dichas exploraciones.

Se avisa a los licitadores de que se puede dar una gran variación en la naturaleza, textura, contenido en humedad, y porcentaje de material de mayor tamaño que el indicado en las exploraciones. Los licitadores y el contratista deben de asumir todas las responsabilidades derivadas de las deducciones y conclusiones referentes a la naturaleza, contenido de humedad, textura de los materiales, porcentajes de tamaños grandes de material, cantidad total de materiales utilizables, dificultades de la excavación, de la rotura o eliminación de los materiales de tamaño excesivo, de obtener el contenido de humedad adecuado y la obtención de una mezcla uniforme de materiales. *[Algunas zanjas para llevar a cabo exploraciones en las zonas de los préstamos se abrirán para la inspección y los licitadores deberán inspeccionar las zonas de prestamos y examinar las zanjas. También se les insta a los licitadores a tomar muestras y a ensayar los materiales de las zonas de préstamos antes de entregar sus ofertas.]

El tipo de equipo utilizado y las operaciones realizadas por el contratista para la excavación en los préstamos deben ser tales que produzcan la mezcla uniforme requerida.La situación y extensión de los préstamos dentro de las zonas de préstamos, deberán ser las indicadas y la Administración se reserva el derecho de cambiar los límites y la situación de los préstamos dentro de los límites de las zonas indicadas, con el fin de obtener los materiales más convenientes, para minimizar el desbroce, y por otras razones.

Para evitar la formación de piscinas en las zanjas de los préstamos durante la excavación, y en las zanjas de préstamos por encima del nivel _____ después de completar la excavación, el contratita debe de excavar zanjas de drenaje desde los préstamos al desagüe más cercano, donde la Administración opine que son necesarios.

Si fuera necesario abrir una zanja de préstamos cerca del terraplén de la presa y por debajo del nivel normal de la superficie del agua en el embalse, debe dejarse una banqueta de _____ metros como mínimo entre el pie del terraplén y el borde de la zanja, que tendrá a su vez una pendiente de 4:1 hasta su fondo. Las superficies de préstamos excavadas por encima de la superficie normal de agua, deben realizarse con pendiente menor de_____. En otras zonas, no se le obligará al contratista a dejar las superficies de los préstamos a una pendiente y hasta un lugar determinado, pero las superficies deben de ser dejadas en un estado razonablemente liso y suave y pueden requerir refino, tal y como indique la Administración para darle una apariencia de finalización (y para facilitar su medición para el pago)[51]. Las zanjas de los préstamos deben de ser restauradas y dejadas en una situación tal que no perjudiquen su utilidad ni dañen la apariencia de ninguna parte de la obra o de otra propiedad del Gobierno, y debe de dejarse de acuerdo a lo indicado en la sección G.2. Las superficies de material desechado deben de dejarse en un estado razonablemente liso y suave.

*(b) *Carreteras, Edificios y Líneas de Servicios en las Zonas de Préstamos*.- La carretera atraviesa la zona de préstamos _____ como muestra el plano N° _____. La carretera debe de ser reubicada como se indica en la sección de estas especificaciones para "Construcción de Carreteras, Generalidades". *(Estas carreteras puede ser reubicadas por otros). Antes del cambio de trazado de la

[51] Borrar o modificar cuando no se mida en la excavación

*Borrar o modificar como sea necesario

UDHCONECTA.COM

carretera, el contratista no debe de excavar a menos de 15 metros (50 pies) del eje de la misma. El contratista deberá llevar a cabo esta operación de forma que se permita el uso continuado de la carretera y sea segura al público como se indica en la sección de estas especificaciones para "Mantenimiento de Tráfico Público" hasta el momento en el que se reubique la carretera. *(El contratista permitirá el acceso a otros, cuando sea necesario, para reubicar la carretera.)

El edificio situado en la zona de préstamos ____, como muestra el plano ___, se retirará por otros. Antes de retirar los edificios, deberán ser protegidos de daños por las operaciones del contratista. El contratista permitirá el acceso cuando sea necesario a otros para que quiten esos edificios.

Las líneas eléctricas, tuberías, y líneas telefónicas que atraviesan las zonas de préstamos, como se muestra en los planos, se reubicarán por otros. Antes de la reubicación de las líneas de servicios el contratista no excavará a menos de 15 metros (50 pies) del eje de ninguna tubería, línea eléctrica, o telefónica. El contratista debe de llevar a cabo estas operaciones de forma que se evite cualquier interferencia o daño a las líneas de servicios y permita el acceso, cuando sea necesario, a otros para la reubicación de esas líneas.

(c) *Humedad y Drenaje.*- El contenido de agua del material de los terraplenes antes de y durante la compactación, deben estar de acuerdo con lo indicado en la subsección G.29(e). Tanto como sea posible, el material debe acondicionarse en las zonas de préstamos antes de su excavación. Si es necesario humectarlos puede hacerse mediante el riego de la excavación al menos _____ días antes de iniciar la excavación, *(o si el contratista lo prefiere, puede añadir el agua necesaria en el momento de la separación de los diferentes tipos de materiales.) Cuando la humectación se realice en las zonas de préstamos antes de su excavación, se debe tener mucho cuidado de que el material se humedezca de una manera uniforme evitando, tanto la escorrentía excesiva del agua, como el que se estanque en las depresiones. Se avisa al contratista de que debe de controlar cuidadosamente la profundidad y la cantidad de agua que penetra durante la aplicación para evitar exceso de riego:

(Incluir aquí la información acerca de los ensayos del agua si se han hecho.)

Si en cualquier lugar de los préstamos, en que se esté excavando para obtener material para terraplenes, durante la excavación o antes de ella, la Administración juzgase que existe demasiada humedad, deberán tomarse las medidas necesarias para reducirla, ya sea mediante una excavación selectiva que permita obtener los materiales cuyo grado de humedad esté más cercano al óptimo, bien excavando zanjas de drenaje dejando el tiempo suficiente para que se sequen, o por cualquier otro procedimiento autorizado.

El contenido de humedad de la arena, la grava y los guijarros de relleno debe de estar de acuerdo a lo indicado en la sección G-34, antes y durante la compactación. Las zonas de préstamos para obtener arenas, gravillas o gravas, no se regarán nunca pero pueden requerir un drenaje para reducir el nivel freático por debajo del nivel de la excavación. Este drenaje se puede hacer con un método aprobado, incluyendo el bajar el nivel freático en la zona de préstamos antes de excavar o almacenar. Si después de la excavación, la arena, la gravilla o la grava para el relleno tiene un contenido de humedad mayor que el necesario para su colocación y compactación en el terraplén, el material no debe de ser colocado en el terraplén, sino apilarlo temporalmente y dejar que drenen o sequen hasta que el contenido en humedad se reduzca significativamente para permitir su colocación en el terraplén.

En cualquier caso, se pedirá al contratista que extraiga suficiente material utilizable en partes de las zonas de préstamos _____ para completar la obra cumpliendo estas especificaciones, independientemente de si el

exceso de humedad se debe a agua subterránea, precipitación, dificultad de drenarlo o por cualquier otra razón. Para minimizar las operaciones con el material demasiado húmedo, se permitirá al contratista utilizar partes de las zonas de préstamos que contengan material seco y que hayan sido identificadas como zonas de préstamo utilizables en toda la extensión posible de la que se obtenga material utilizable.

No se abonará nada adicional a los precios unitarios del cuadro de precios de la oferta, por la excavación de zanjas de drenaje, o por el tiempo adicional para acondicionar o secar; por el apilado y remanipulación de los materiales excavados que hayan sido apilados temporalmente; retrasos o incrementos de costes debidos por apilar; dificultades de movimiento en las zonas de préstamos, los accesos o el terraplén; reducida eficiencia del equipo que el contratista elige utilizar; o en cualquier otro caso que lleve a operaciones o dificultades causadas por los materiales muy húmedos. No se abonará nada adicional a los precios unitarios indicados en el cuadro de precios debido a la variación de la proporción entre los materiales húmedos y secos que sea necesario excavar para obtener el material adecuado.

(d) *Desbroce y Llevado a Vertedero.*- El emplazamiento de las zanjas en las zonas de préstamos tienen que limpiarse como se indica en la sección G.13 El emplazamiento de estas zanjas debe ser elegido por la Administración a medida que el trabajo avance, debiendo limitarse el desbroce a las zonas indicadas. El contratista debe limpiar cuidadosamente el lugar en que se va a realizar la excavación del préstamo, eliminando la tierra vegetal, el césped, la tierra franca y todos los materiales que no son deseables para el objeto con el que se excava la zanja. El contratista mantendrá las superficies de la zanja libres de vegetación, hasta que se termine la excavación de esa zona, sin que tenga derecho a ningún aumento de precio por esta causa. Los materiales obtenidos en esta operación de limpieza que sean utilizables como suelo vegetal para plantaciones, deben seleccionarse y acopiarse junto a la excavación, para su uso futuro, como indique la Administración. Los materiales obtenidos que no sean utilizables como suelo vegetal deberán depositarse en los préstamos agotados, en vertederos adecuados cerca de los préstamos, o bien según se indica en la sección G-27.

Si se encuentran materiales que no son utilizables, o que no se necesitan, para construcciones permanentes en un préstamo, dichos materiales deben de ser dejados en su sitio o excavados y eliminados, como se indique. Cuando las excavaciones son dirigidas, el abono y la eliminación de los materiales no utilizables o en exceso se hará al (1) precio unitario por metro cúbico (yarda cúbica) indicado en el cuadro de precios para excavación, desbroce de la zona de préstamos, o (2) el precio unitario aplicable por metro cúbico (yarda cúbica) del cuadro de precios para la excavación en las zonas de préstamos y el transporte al terraplén de la presa.[29]

(e) *Excavación y Transporte.*- La Administración indicará las profundidades de extracción en todas las partes de las zonas de préstamos, y las excavaciones deben de ser hechas hasta esas profundidades. Las tierras para relleno llevadas al terraplén de la presa, deben de ser equivalentes a una mezcla de materiales obtenidos aproximadamente de una extracción uniforme a lo largo de toda la altura de la cara designada de la zanja de préstamo. Se permitirán cortes poco profundos en las zonas de préstamos si se encuentran materiales no estratificados con contenido y humedad no uniforme.

El contratista transportará los materiales a la zona designada del terraplén indicada por la Administración.

El contratista no recibirá un pago adicional sobre los precios unitarios del cuadro de precios debido a la indicación de la Administración de las partes de los préstamos de las cuales hay que obtener los materiales,

UDHCONECTA.COM

debido a las profundidades de las zanjas que sean necesarias o debido a la zona o localización del terraplén a donde se llevan los materiales.

(f) *Clasificación.*- Los materiales de las zonas de préstamos_____ deben ser clasificados antes de su colocación en los terraplenes de la presa, zona_____. El contratista debe instalar la planta clasificadora necesaria para separar los guijarros, bolos y fragmentos de roca que tengan dimensiones mayores de _____ centímetros de los otros materiales. El material cuya dimensión máxima sea de _____ centímetros o menor, deberá ser colocado en los terraplenes de la zona _____; y los guijarros, bolos y fragmentos de roca, que tengan dimensiones mayores de _____ centímetros, deben ser colocados en_____. Los guijarros, bolos y fragmentos de roca mayores de _____ centímetros deben colocarse en la parte exterior del talud de _____ o deben ser embebidos en esa zona de manera que no interfieran en la compactación.

(g) *Medición y Abono.*- Las mediciones para el abono de las excavaciones realizadas en las zonas de préstamos se harán sobre perfil natural y solamente de la parte comprendida entre las líneas indicadas por la Administración. El abono por la excavación y el transporte hasta los terraplenes, se hará al (1) precio indicado para el metro cúbico (yarda cúbica) en el cuadro de precios, ese precio unitario incluirá los costes de seleccionar, apilar, y extender la tierra vegetal sobre las partes de los préstamos agotadas o la eliminación de los materiales del desbroce, o (2) el precio unitario aplicable por metro cúbico (yarda cúbica) del cuadro de precios para la excavación en los préstamos y transporte al terraplén de la presa, dicho precio unitario incluirá los costes de selección, apilado, y extendido de la tierra vegetal sobre las partes de los préstamos agotados, o si no la eliminación de los materiales del desbroce[52].

La medición, para el pago de la excavación en los préstamos se hará (sólo para la excavación)[28] y hasta los límites indicados por la Administración. El pago de la excavación en los préstamos y el transporte al terraplén de la presa *(y la excavación en los préstamos, clasificación, y transporte al terraplén de la presa) se hará al precio unitario aplicable del cuadro de precios, dicho precio unitario incluirá los costes del riego y drenaje de las zanjas de los préstamos, de acondicionar el material adecuadamente, y todos los trabajos *(además del desbroce) necesarios en esta sección. Todos los materiales de los préstamos colocados en las zonas del terraplén de la presa _____, en _____ y en los rellenos se incluirán de nuevo para su abono bajo los elementos aplicables del cuadro de precios para colocar esas tierras.

Si el contratista elige utilizar los materiales procedentes de las excavaciones de los préstamos, para áridos del hormigón, gravas para drenaje, _____ u otros materiales cuyo coste de suministro esté incluido en otros conceptos, no se le abonará nada por las operaciones de excavación de tales materiales. El contratista deberá hacer las operaciones, para la obtención de estos materiales, separada y distintamente de las restantes realizadas en las zonas de préstamos.

G.25. Depósitos de Roca (que debe suministrar el contratista).[53]

El contratista debe suministrar fragmentos de roca, de la calidad y granulometría

[52]Usar (1) cuando la distancia de transporte exceda 3,2 kilómetros (2 millas) y/o la separación de la planta lo exija; usar (2) cuando la distancia de transporte sea menor de 3,2 kilómetros (2 millas) y/o la separación de la planta no lo exija.

*Borrar o modificar como sea necesario

[53]Usar esta sección cuando la roca tenga que ser proporcionada por el contratista, y no se vaya a usar exclusivamente para escollera, modificar la sección G43 adecuadamente.

especificada aquí, para ser utilizados como lecho de escollera, como escollera para ser colocada y acopiada, y para cualquier otro tipo de construcción en que sea necesaria.

(a) *Calidad.*- Los fragmentos de roca deben cumplir las siguientes condiciones, en lo que a calidad se refiere:

(1) La piedra debe ser densa, sana y resistente al desgaste, no debiendo tener fisuras, grietas u otros tipos de defectos que disminuyan su resistencia a la acción del agua o las heladas.

(2) Las muestras, tomadas de acuerdo con lo indicado en el *Manual del Hormigón* del Bureau of Reclamation [2], deben cumplir las siguientes condiciones, cuando se les someta a las pruebas descritas en las normas mencionadas.

Designación de ensayo	Condiciones
USBR 4127–Peso específico y Absorción en áridos gruesos	Mayores que (2,60)*
USBR 4088 – Validez de los áridos usando Sulfato de sodio o Sulfato de magnesio	Pérdida de masa menos de (10 por ciento)* después de cinco ciclos.
USBR 4535 – Resistencia a degradación de gran-tamaño, áridos gruesos por abrasión e impacto en la máquina de Los Ángeles.	Pérdida de masa menos de (40 por ciento)* después de 500 revoluciones.

*Valor modificado para cada obra dependiendo del material disponible y de las consideraciones de diseño

Las muestras de_____y de _____[54] de las procedencias siguientes, se han ensayado con buen resultado (Lista de la procedencias).

Los licitadores y el contratista deben tener en cuenta que las canteras indicadas anteriormente pueden ser variables en calidad, y que el tamaño y cantidad de piedra que puede obtenerse de una cantera es siempre una incógnita. El contratista será responsable del suministro de piedra adecuada, debiendo hacer los acuerdos precisos para obtener las servidumbres de paso necesarias y el abono del canon correspondiente.

(b) *Toma de Muestras y Ensayos.*- El contratista proporcionará a la Administración, en el emplazamiento de la presa, sin coste adicional, las muestras de fragmentos de roca que solicite la Administración de las canteras propuestas y de los fragmentos de rocas llevados al emplazamiento de la presa. La Administración se reserva el derecho de realizar inspecciones a las canteras. El hecho de admitir una partida de piedra no supone la admisión de todas las que tengan la misma procedencia, siendo en todo momento el contratista el único responsable de que la piedra puesta en obra cumpla las condiciones indicadas de calidad y granulometría. A este efecto, todas las piedras que no cumplan las debidas condiciones, de acuerdo con estas especificaciones; determinadas por ensayos y/o inspecciones realizadas en las canteras o a pie de obra, serán rechazadas.

G.26. Origen de las Rocas (facilitadas por la Administración).[55]

Toda la piedra necesaria para la construcción de (1)_____ y (2) _____ se obtendrá de las canteras indicadas en el plano _____. Todos los trabajos a realizar en cantera están sujetos a la obtención de la correspondiente autorización. La Administración se reserva el derecho de designar la situación de las excavaciones, dentro de los límites de la cantera, con el fin de obtener la clase de roca más conveniente para la construcción. Las zonas de la cantera a excavar, deberán desbrozarse según se indica en el apartado G-13, debiendo ser eliminado todo terreno de

[54]Enumerar los tipos de roca, por ejemplo, granito, arenisca, etc.

[55]Usar esta sección cuando la roca se obtenga de un lugar proporcionado por la Administración, si no se usa exclusivamente para escollera. Modificar la sección G.43 adecuadamente.

UDHCONECTA.COM

recubrimiento, así como todos los fragmentos de piedra suelta, blanda o desintegrada.

El contratista debe conseguir, mediante la excavación en cantera y la clasificación de la piedra obtenida, suficiente piedra razonablemente bien graduada, a juicio de la Administración, de _____ centímetros de dimensión máxima para la construcción de *(rellenos de finos de roca en el terraplén de la presa, rellenos permeables y lechos para escollera). El contratista también debe de conseguir, mediante la excavación en cantera y clasificación de la piedra obtenida, fragmentos adecuados de roca razonablemente bien graduada, a juicio de la Administración, hasta una cantidad de _____ metros cúbicos en volumen para la construcción de *(pedraplenes para la presa y escolleras). La maquinaria a utilizar y el sistema de explotación de la cantera deben ser tales que produzcan la requerida granulometría de los fragmentos de roca en cantera.

La piedra que sea aprovechable debe ser transportada a su punto de destino y la que no sea utilizable, o que sobre, debe depositarse en la excavación o en donde indique la Administración.

El coste de todos los trabajos descritos en esta sección, incluyendo el desbroce y excavación de la montera, deben estar incluidos en los precios unitarios correspondientes a las unidades de obra en que se utilice dicha piedra.

G.27. Eliminación de Materiales Excavados.

(a) *Generalidades*.- Hasta donde sea posible y según indique la Administración, toda la piedra necesaria que cumpla estas especificaciones será *(o amontonada para su uso futuro) empleada en las construcciones permanentes, de acuerdo con lo indicado en la sección G-17.

La piedra no utilizable que deba ser eliminada quedará supeditada a la aprobación de la Administración. El contratista no estará obligado a transportarlo a más de _____ kilómetros por las carreteras más practicables, para depositarlo en los vertederos designados. *(La Administración indicará las zonas de vertido por debajo de El. _____ de la zona del embalse.) [Las áreas indicadas para vertido de materiales provenientes de la excavación se muestran en los planos _____ y _____][56].

Los acopios y caballeros de material excavado desechado, no deben ser colocados en puntos que interfieran el cauce del río, el funcionamiento del embalse o la descarga de los desagües o aliviaderos, ni donde perjudique al aspecto estético del conjunto de la obra o impidan el acceso a alguna de sus partes. En ningún caso se permitirá el vertido sobre los taludes naturales del terreno.

Hay que tener especial cuidado con el transporte y vertido de materiales excesivamente húmedos para prevenir que el agua turbia entre en el río. Dichos materiales deben de verterse detrás de diques con material más seco o mediante otros métodos aprobados por la Administración.

En donde sea conveniente, los vertederos deberán nivelarse y colocarse de una manera regular.

*[(b) *Tuberías de Metal Corrugado*.- El contratista proveerá e instalará drenajes transversales con tuberías de metal de 45,7 centímetros (18 pulgadas) en los emplazamientos de vertido y en sus cercanías, como indique la Administración, para proporcionar una superficie de drenaje adecuada en la zona y para el paso del drenaje transversal de las zonas cercanas.]

*[La tubería de metal corrugado debe de ser de una calidad estándar comercial y debe de ser la adecuada para soportar las cargas previstas. Los finales de los drenajes deben de protegerse para evitar su taponamiento. La tubería de

*Borrar o modificar como sea necesario

[56]Incluir los números de los planos cuando las zonas de vertido se muestren en los mismos.

metal corrugado y todas las instalaciones auxiliares estarán sujetas a la aprobación de la Administración.]

*[(c) *Coste*.- Excepto si se indica lo contrario, el coste del transporte de los materiales excavados a caballeros o a su destino final, incluyendo el de la formación de acopios y recarga, si es necesaria, debe ser incluido en el precio unitario correspondiente a excavación del cuadro de precios.

*[La medición, para el abono, de las tuberías metálicas corrugadas de 45,7 centímetros (18 pulgadas) se hará por la dimensión real de la tubería, instalada como indique y apruebe la Administración, y se medirán los metros a lo largo del eje de la misma. No se abonará nada por el solape en las juntas.]

*[El pago por el suministro e instalación de las tuberías de 45,7 centímetros (18 pulgadas) de metal corrugado se hará al precio unitario por metro lineal indicado en el cuadro de precios, dicho precio unitario incluirá el coste de todos los trabajos, materiales, herramientas, equipos y gastos necesarios para suministrar e instalar la tubería metálica corrugada, como se ha indicado, de forma completa y en su lugar.]

C. TERRAPLÉN

G.28. Construcción del Terraplén. Generalidades.

(a) *Generalidades*.- Para los efectos de este Pliego de Condiciones, la palabra terraplén de la presa incluye todos los conceptos siguientes:

(1) El terraplén, zona 1, las partes indicadas en los planos de la figura 1 rodeados por un círculo, especialmente incluyendo terraplén compactado, zona 1.

(2) Los terraplenes *(procesados) de arena y grava, zonas de filtros, zona 2, indicados en los planos de la figura 2 rodeados por un círculo, incluyendo especialmente la zona de arena y grava compactada, zona 2. El material de la zona 2 se usará principalmente para las capas de filtros inclinados y horizontales.

(3) Las zonas *(procesadas) de drenaje, zonas 3, partes designadas de los planos por la figura 3, rodeada por un círculo, incluyendo especialmente la arena y grava compactada, zona 3. El material de la zona 3 se usará principalmente para las capas de drenaje horizontales.

(4) La arena, grava y guijarros, zona 4, en las partes indicadas en los planos de la figura 4, rodeados por un círculo, incluyendo especialmente la arena compactada, la grava y los guijarros.

(5) La grava y guijarros en el terraplén, zona 5, las partes indicadas en los planos de la figura 5, rodeada por un círculo.

(6) [57][Los fragmentos de arena y arenisca, partes de la zona _____ indicadas en los planos de la figura _____ rodeada por un círculo.

(7) El relleno mixto en el terraplén de la presa, partes de la zona _____ indicadazas en los planos de la figura _____ rodeada por un círculo.

(8) La escollera del talud aguas arriba de la presa.

(9) El lecho para la escollera del talud de aguas arriba de la presa.

(10) La protección con suelo cemento del talud aguas arriba de la presa

(11) La siembra de la tierra vegetal que cubre

*Borrar o modificar como sea necesario

[57]Borrar o revisar como sea necesario para ajustarse a los materiales de diseño y requisitos

UDHCONECTA.COM

el talud aguas abajo de la presa.

(12) El material seleccionado en la coronación de la presa.]

Los otros elementos del terraplén, que no son necesariamente una parte del terraplén de la presa, incluyendo la solera para la escollera, escollera, relleno permeable, siembra de la tierra vegetal, y superficie seleccionada.

El terraplén debe construirse de acuerdo con las líneas y pendientes indicadas en los planos: Teniendo en cuenta, que las pendientes de las líneas divisorias, entre *[las zonas 1 y 2, y ___ y ___, o _____ y ____ pueden variar para ajustarse a los volúmenes de la(s) zona(s) _____ disponibles]

La colocación debe ser hecha de tal forma que se evite el daño a estructuras, y todos los terraplenes adyacentes a los lados de una estructura deben de ser dejados aproximadamente al mismo nivel que el del terraplén cuya colocación se está llevando a cabo.

El contratista debe realizar los trabajos, y debe manipular y colocar los materiales de forma que evite la segregación de los mismos.

(b) *Preparación de la Cimentación.*- No podrá colocarse ningún material en el terraplén en ningún punto hasta que la cimentación de esa zona esté libre de agua, desbrozada, convenientemente preparada y aprobada por la Administración, de acuerdo a la sección G.21.

Todos los huecos, depresiones e irregularidades, existentes o como resultado de la eliminación de rocas encontradas en la zona a cubrir por el terraplén, que estén situadas por debajo de las cotas de cimentación, deben rellenarse con tierra y compactarse de una manera análoga a la que se especifica más adelante para el propio terraplén, abonándose en igual forma que en el caso indicado en las secciones G.61 y G.62.

Todas las juntas, cizalladuras, grietas, agujeros e irregularidades deben de ser limpiadas adecuadamente y tratadas con lechada u hormigón de limpieza como se indica en las secciones G.29, G.32 y G.33 o en las zonas donde indique la Administración.

Los materiales, que no sean hormigón, no deben de situarse en ningún punto de la cimentación de la presa hasta que se hayan completado todas las pantallas de impermeabilización a 30 metros (100 pies) medidos a lo largo de la pendiente, del punto en donde se quieran colocar.

(c) *Colocación de los Materiales del Terraplén.*- La Administración determinará qué zonas de la cimentación están preparadas para recibir el terraplén y qué materiales son aptos para su empleo en él. No se colocará ningún material en aquellas zonas en que la cimentación, o las tongadas anteriores del terraplén, estén heladas.

No serán colocados en el terraplén matorrales, raíces u otros materiales perecederos e inconvenientes.

Cada tongada que se coloque de material en el terraplén, proveniente de la excavación de otras partes de la obra o de canteras, debe de ser colocado en el lugar indicado por la Administración, no autorizándose ningún aumento, en los precios unitarios fijados en el cuadro de precios, por esta causa.

En cada parte del terraplén de la presa que se está construyendo de forma separada, cada tongada de cada zona debe de ser construida de forma continua y aproximadamente horizontal en toda la longitud y anchura, de cada parte del terraplén a la altura de la tongada. Suponiendo, que si el terraplén se deja más bajo de forma temporal, junto al aliviadero *(o el desagüe) para facilitar la construcción de la estructura, el terraplén colocado en la zona dejada más baja de forma temporal, debe de ser colocado aproximadamente horizontal. Son de aplicación los requisititos de las pendientes dados en la subsección G.28(c)(2).

El contratista mantendrá el terraplén de forma

*Borrar o modificar como sea necesario

adecuada, incluyendo el mantenimiento de las superficies libres de malas hierbas u otra vegetación, hasta finalizar completamente y que la obra sea aceptada por la Administración.

El contratista permitirá construir porciones separadas del terraplén de la presa por debajo de la superficie original del terreno, siempre que se tenga la aprobación de la Administración. Por encima de la superficie original del terreno, la construcción del terraplén estará sujeta a las siguientes condiciones:

(1) No se permitirán superficies de unión longitudinales (las superficies paralelas al eje de las crestas del terraplén) en la zona 1. En otras zonas del terraplén de la presa, las superficies longitudinales entre el terraplén previamente construido y el que se va a construir estarán sujetas a la aprobación y no tendrán una pendiente superior al 1,5:1.

(2) Se permitirá un paso temporal a través del terraplén de la presa, con el propósito de desvío. G.94: Suponiendo, que las pendientes de las superficies transversales de unión (superficies perpendiculares al eje de la cresta del terraplén) entre porciones previamente completadas del terraplén y las que van a ser construidas no deben de tener una pendiente mayor del 4:1. No se permitirá ninguna otra superficie de unión en la zona 1 sobre el nivel del terreno original. En las zonas distintas a la 1, las superficies de unión entre el terraplén construido y el que va a construirse estarán sujetas a la aprobación de la Administración y no deben de tener una pendiente superior a 2:1.

Durante la construcción de la zona de relleno del terraplén, zona 1, en el inicio de todos los pasos no permanentes a través del terraplén, el contratista debe de construir una zanja en cada superficie de unión transversal 4:1, previamente colocada, zona 1. Las zanjas deben de ser excavadas en las superficies de unión con una profundidad vertical mínima de 1,5 m (5 pies). El eje de las zanjas debe situarse aproximadamente a la mitad entre las pendientes aguas arriba y aguas abajo del material de la zona 1. Las zanjas deben de ser rellenadas con material de relleno, zona 1, sujeto a las indicaciones de la sección G.29.

(3) En cualquier sección transversal sobre la superficie original del terreno, la elevación de la parte de la zona 1 del terraplén de la presa que no excederá la elevación de la zona adyacente _____ en más de 0,3 metros (1 pie). Deben indicarse las diferencias admisibles entre todas las zonas.

Durante los periodos de parada en el invierno, en donde se este expuesto a agua en los pasos temporales para desvío, y en todos los pasos de los equipos, el contratista debe de proteger todas las zonas ____ y _____ los materiales del terraplén, de la erosión, excesiva saturación y contaminación en general. La protección para cubrir debe de incluir la instalación de un material comercial de protección como las láminas de polietileno o láminas de PVC, o similar, como apruebe la Administración. Durante los periodos de parada en el invierno y la parada para el desvío, la capa de protección debe de ser cubierta por un espesor mínimo de 0,3 metros (12 pulgadas) con material del terraplén de la zona 1. En los pasos de los equipos, el material de cubrición debe de ser cubierto con un espesor de material suficiente para evitar el daño a la capa según el tipo de equipos que usen los pasos, o un mínimo de 0,3 metros (12 pulgadas), el que proporcione más protección.

La capa de material plástico debe de ser fabricada en secciones adecuadas que minimicen la cantidad de juntas al colocarlas. La colocación, unión y reparación de las capas de plástico deben de hacerse de acuerdo con las recomendaciones del fabricante del material.

UNIVERSITAT DE LLEIDA BIBLIOTECA ETSEA

UDHCONECTA.COM

Antes de reanudar la colocación de la zona ___ y el material ____ en los pasos de los equipos o después de la parada en invierno, o del desvío, el contratista debe de quitar la capa de plástico, el material de la zona 1, y los elementos adicionales usados para mantener las capas en su lugar o evitar la contaminación de los materiales en capas inferiores. Si la zona ___ y los materiales _____ son contaminados o dañados, el contratista debe de restituir las zonas a su estado original satisfactorio a su costa. El material de la zona 1 usado junto a la capa de material de plástico puede ser reutilizado en la zona 1 del terraplén, si así lo decide el contratista si el material es adecuado para ese uso.

En todo momento, el terraplén de la presa debe de ser tal que la superficie de drenaje esté alejada de la zona _____ de la chimenea de drenaje.

(d) *Medición y Abono*.- La medición para el abono, de las unidades de la construcción del terraplén se hará con los materiales colocados en su sitio con el terraplén completado a los límites, calidades, pendientes y espesores mostrados en los planos, o descritos en estas especificaciones, o indicados por la Administración, e incluirá el terraplén de la carretera de acceso a la coronación de la presa, y el bombeo de la coronación. Las secciones transversales tomadas en levantamientos de campo hechas después de terminar la excavación de la cimentación del terraplén se usarán en el cálculo de la cantidad de terraplén de la presa. No tendrá ningún abono adicional debido a asentamientos, encogimientos, y consolidación de la cimentación o del material del terraplén. Al medir el terraplén para su abono se deducirá el volumen de las estructuras, especialmente los rellenos compactados, y otros trabajos si hay precios unitarios en el cuadro de precios.

Las mediciones para el abono, del terraplén en el área _____ que necesita ser excavado a unos límites mínimos, de acuerdo a la sección G.29, se harán al colocarlos inicialmente y de nuevo cuando se reemplace el terraplén. La reposición del terraplén más allá de los límites mínimos se hará a coste del contratista.

La superficie divisoria para la medición para el abono entre las unidades del terraplén de la presa y el terraplén *[(para la carretera de acceso) (carretera)] situada de acuerdo con la sección de estas especificaciones para "Construcción del Terraplén de Carretera" debe de ser un *[plano vertical normal al eje de la coronación en la sección ____ de la presa, el último punto de contacto donde la (carretera de acceso) (carretera) se aproxima a la berma del terraplén de la presa en cualquier punto excepto la coronación de la presa].

Los abonos de todas las unidades de construcción del terraplén deben de incluir los costes de preparación de la cimentación del terraplén; o colocación; humectación adicional del relleno, si fuera necesario, y todo el trabajo necesario en el terraplén para llevar a cabo una aplicación uniforme del agua; compactar donde sea necesario; preparar las superficies de unión; y todas las operaciones necesarias para asegurar la adecuada unión entre el terraplén ya colocado y el que va a ser colocado.

[34][El abono de las unidades del terraplén se hará además del pago hecho por la excavación y transporte de los materiales, excepto por la adecuación y colocación (escollera y suelo para la escollera) y (protección del terraplén con suelo cemento). El pago para (adecuar y colocar la escollera y adecuar y colocar el suelo para la escollera) (adecuación y colocación de la protección de la pendiente con suelo cemento) debe de incluir todos los costes de cuerdo a las secciones G.42, G.43 y G.117].

Puede ser posible transportar parte del material que ha sido excavado en otras partes de la obra y que sea adecuado para la construcción del terraplén directamente al mismo tiempo que se hacen las excavaciones. Si esos materiales excavados tienen que ser depositados temporalmente en montones y manipulados antes de ser colocados en el terraplén, o lo solicita la Administración, el contratista no tendrá derecho a una compensación adicional sobre los precios unitarios del cuadro de precios.

No se medirá o se abonará por las excavaciones de las zanjas de paso en los terraplenes o relleno las zanjas; y el coste de preparar las superficies de unión y las otras operaciones necesarias para asegurar la adecuada unión entre el terraplén ya colocado y el que va a colocarse, debe de ser incluido en los precios unitarios del cuadro de precios para construir terraplenes.

G.29. Terraplén de la Presa, Zona 1.

(a) *Generalidades*.- El relleno, zona(s) 1 y *(_____) las partes del terraplén de la presa y el relleno colocado para la cimentación de la estructura _____ deben de ser construidos de acuerdo con esta sección y la sección G.28.

(b) *Materiales*.- Las partes de relleno de la Zona 1 del terraplén consistirán en *(una mezcla de) [58][_____(_____), _____(_____), _____(_____), y _____(_____)], disponibles en los préstamo(s) _____, *(y _____), *(y de las excavaciones necesarias para la presa y las obras accesorias). *(La zona _____ de la(s) parte(s) del relleno del terraplén deben de consistir en *(una mezcla de)[35] [_____(_____), _____(_____), _____(_____), y _____(_____)], disponibles en los préstamo(s) _____, _____, y _____ *(y de las excavaciones necesarias para la presa y las obras accesorias).

Los materiales seleccionados para la zona 1 contendrán un porcentaje mínimo de [59](_____) de peso en seco, de partículas de suelo que pasen el tamiz N° 200 Estándar de los Estados Unidos y tendrá un porcentaje de índice de plasticidad de [36](_____) o mayor para la porción del material que pase por el tamiz N° 40 Estándar de los Estados Unidos. La Administración determinará el porcentaje de partículas de suelo que pasen por el tamiz N° 200 y el índice de plasticidad de las muestras de materiales de relleno obtenidas de materiales sin compactar colocados sobre el terraplén de la presa.

Los materiales seleccionados para la zona ____ deberán contener un porcentaje mínimo de [36](_____) de partículas de suelo que pasan el tamiz N° 200 Estándar de los Estados Unidos, *[y el material que pase por el tamiz N° 40 Estándar de los Estados Unidos tendrá un índice de plasticidad de un porcentaje [36](_____) o mayor.] El porcentaje de partículas de suelo que pasen por el tamiz N° 200 *(y el índice de plasticidad) se determinarán a partir de las muestras de los materiales del relleno obtenidos del material sin compactar colocado en el terraplén de la presa.

Las operaciones del contratista durante la excavación de los materiales del terraplén debe de estar de acuerdo con las secciones G.17 y G.24.

Los guijarros retenidos en el tamiz de paso de 6,4 centímetros cuadrados (5 pulgadas cuadradas) y los bolos no deben de ser colocados en el terraplén. Si se encuentran guijarros y bolos de esos tamaños en materiales de relleno aprobados, deben de ser quitados por el contratista en el lugar de la excavación *(en una planta de clasificación), o después de haber sido transportado a la(s) parte(s) del terraplén de la presa pero antes de que los materiales sean compactados. Esos guijarros y bolos deben de ser colocados en las partes _____ o _____ del terraplén de la presa o llevados a vertedero, según indique la Administración.

(c) *Preparación de las Cimentaciones*:

(1) *Generalidades*.- No debe de colocarse ningún material en ninguna parte(s) del

[58]Insertar los nombres típicos de los suelos de acuerdo a la identificación del United Soil Classificacion Systmen. Incluir el símbolo del United Soil Classificacion Systmen en paréntesis después del nombre típico.

*Borrar o modificar como sea necesario

[59]Insertar los límites de cada obra dependiendo de la naturaleza del material.

UDHCONECTA.COM

terraplén hasta que se ha quitado el agua de la cimentación de esa sección, ha sido limpiada, y adecuada y ha sido aceptada por la Administración. Todas las partes de las excavaciones hechas para las zanjas para ensayos u otras investigaciones del subsuelo y todos los agujeros, fisuras, e irregularidades encontradas en el área que va a ser cubierta, zona 1, *(y ____) que se extiende por debajo o más allá de los límites establecidos de la excavación para la cimentación de la presa, deben de ser rellenados con relleno compactado u hormigón, según se indica a continuación.

(2) *Superficies de la Cimentación de Tierra.*- Las superficies de la cimentación de tierra donde se va a colocar el terraplén deben de prepararse de forma que los materiales en los 30 centímetros superiores de la cimentación estén compactados, y proporcionen una unión adecuada con la primera capa del relleno como se especifica para las siguientes capas del relleno.

Donde se indique, en los lados de las zanjas para ensayos, cavidades, o depresiones en las superficies de la cimentación, deben de ser adecuadas de forma que las pendientes no sean mayores de uno horizontal a uno vertical , y los lados deben de ser escarificados y mojados lo que sea necesario para lograr la unión entre la cimentación y el relleno y la zanja de ensayo, cavidad, o depresión rellenada con material de relleno. El material de relleno situado en la zanja de ensayo, cavidad o depresión preparada, debe de ser de la zona 1 *(o _____) adaptándose al material del terraplén que se colocará sobre éste y debe de colocarse en capas, mojarlo y compactarlo de acuerdo con lo indicado en las siguientes subsecciones (d), (e), (f) y (g): Teniendo en cuenta, que donde sea impracticable compactar los materiales de relleno con rodillo indicado, el relleno debe de ser especialmente compactado de acuerdo a lo indicado en la sección G.30.

Una vez que las zanjas de ensayos, cavidades y depresiones se adecuan y rellenan como se indica, e inmediatamente antes de colocar la primera capa de relleno, la superficie de la cimentación de tierra bajo la sección del terraplén en la que se va a colocar el relleno debe de prepararse, nivelándola, ahuecando la superficie a una profundidad mínima de 30 centímetros (12 pulgadas) mediante escarificado o arado, y mojándola o secándola. Los guijarros que tengan su dimensión mayor de 12,7 centímetros (5 pulgadas), bolos, y raíces mayores de 0,6 centímetros (1/4 de pulgada) de diámetro deben de ser quitadas del material de la cimentación ahuecada, ya sea a mano, rastrillándola, o con otros medios efectivos. El contenido en agua del material de la cimentación ahuecado debe de incrementarse o reducirse según indique la Administración para lograr la máxima densidad con el esfuerzo de compactación que va a aplicarse. La superficie ahuecada de la cimentación debe de compactarse como se especifica en el caso del material de relleno a colocar en la parte del terraplén que se coloca por encima de la cimentación.

(3) *Formación de las Superficies.*- Inmediatamente antes de colocar la primera capa de relleno, todas las superficies formadas sobre las cuales, se van a colocar las partes de relleno del terraplén de la presa, deben de ser limpiadas de todos los materiales sueltos y no adecuados de una forma aprobada, a mano, barriendo, recogiéndolos, con aire a presión o de otra forma efectiva. Esas superficies deben de ser humedecidas adecuadamente y limpiadas suficientemente, de forma que el relleno se adhiera firmemente a las superficies. Antes de colocar el relleno debe de quitarse toda el agua estancada en las zonas bajas. Todas las juntas abiertas, grietas y fisuras en la superficie deben de limpiarse de todo el material del suelo suelto y las formaciones de suelo sueltas hasta una profundidad igual a tres veces su ancho, o a una profundidad donde la grieta tenga un ancho de 1,27 centímetros (0,5 pulgadas) o menos, escogiendo la profundidad más grande, pero que no supere los 1,5 metros (5 pies), y se rellene, de acuerdo a las indicaciones de la Administración, con mortero de hormigón (lechada) de acuerdo con la

sección G.61, u hormigón de limpieza de acuerdo con la sección G.62. Cuando las juntas abiertas, grietas, o fisuras sean demasiado profundas o grandes para que sean tratadas con efectividad con mortero de hormigón u hormigón de limpieza, como indique la Administración, deben de colocarse entradas de lechada en los agujeros e inyectar lechada de acuerdo a lo indicado en la sección G.60. Donde existan depresiones u otras irregularidades en la formación de la superficie, como indique la Administración, no es práctico compactar los materiales de relleno con rodillos o compactadotas, éstas deben de rellenarse con hormigón de limpieza como se indique y extenderlo lo que sea necesario para permitir una colocación satisfactoria y una compactación de los materiales de relleno. Los salientes y las protuberancias que impidan la colocación y la compactación según especificaciones del material de relleno deben de retirarse, tal y como se indica en la sección G.20.

La superficie que queda después de quitar los salientes y protuberancias debe de ser limpiada, y hay que retirar todos los materiales sueltos y no adecuados antes de colocar el relleno. Donde, como indique la Administración, no sea práctico excavar los salientes y protuberancias, hay que usar hormigón de limpieza para rellenar los agujeros entre salientes o cambiar la pendiente de las protuberancias hasta una pendiente no mayor de uno horizontal a dos vertical. El hormigón de limpieza debe de cumplir la sección G.62.

Las superficies verticales no deben de ser de más de 0,9 metros (0,3 pies) de altura, y deben de hacerse escalones de suficiente anchura según sea necesario, de forma que la pendiente media no sea mayor de 1 en horizontal a 2 en vertical. El cambio de la pendiente de las superficies debe de hacerse con el método que cause menos daño a la parte dejada.

Todas las superficies de pizarra *[y la formación [60](_____)] sobre la que se situará el relleno deben de ser protegidas de la disgregación y de las heladas por el contacto con el aire, dejando [36](_____) metros de una cubierta temporal de material sin excavar: Suponiendo, que la cubierta temporal puede incluir partes de pizarra [37](y formaciones de _____) que descansan sobre la excavación final.] La excavación final para retirar esa cubierta temporal debe de realizarse de forma continua durante las estaciones en las que no hiele y debe de seguirse por la colocación del relleno de forma inmediata o por la aplicación de capas protectoras como se indica en la sección G.23 y la colocación de hormigón. Las capas de *(pizarras) expuestas, finalizadas y excavadas deben de ser mantenidas húmedas en todo momento para evitar la evaporación de la humedad natural del material, y también deben de protegerse esas superficies de las heladas. La exposición de la superficie excavada hasta que se coloca el relleno debe de limitarse a [36](_____) hora(s), dicho tiempo comenzará a la finalización de la *(cada parte de) la excavación, y debe de incluir el tiempo necesario para limpiarlo y tratar la superficie. El contratista debe de movilizar suficiente equipo, materiales y mano de obra antes del inicio del final de la excavación para limitar el tiempo de exposición indicado. Si lo prefiere el contratista, puede completar la excavación hasta el final sin dejar una cobertura temporal de material sin excavar: Suponiendo, que el tiempo de exposición de la superficie final excavada se limita a lo indicado antes: Suponiendo además que una profundidad de [36](_____) metros de relleno se coloca sobre la superficie para protegerla de la disgregación y las heladas. El relleno para la protección de la superficie se colocará y compactará de acuerdo con estas especificaciones o puede ser cubierto de forma temporal con relleno suelto, en cuyo

*Borrar o modificar como sea necesario
[60]Incluir otras formaciones si es aplicable

UDHCONECTA.COM

caso el relleno suelto debe de ser completamente quitado y la superficie limpiada y tratada antes de colocar el relleno compactado: Suponiendo, que el tiempo de exposición entre que se quita el material de relleno y la colocación del relleno compactado se limita como antes.

(d) *Puesta en Obra*.- La distribución y gradación de los materiales en el terraplén, debe ser la proyectada y debe estar realizada de forma que todas las capas queden libres de lentejones, bolsas, agujeros y vetas de material de distinta textura o granulometría que el que le rodea. La excavación *(clasificación) y la puesta en obra del material debe de combinarse de manera que al compactar se obtenga una mezcla que, en opinión de la Administración, asegure el grado óptimo de compactación y estabilidad. La colocación de los materiales de relleno incluye la descarga, extendido y mezcla de los materiales de relleno y otras operaciones en la superficie de la parte del terraplén necesarias para mezclar los materiales para formar una capa homogénea de material de relleno mezclado antes de la compactación. Las sucesivas cargas de material deben descargarse en el terraplén de manera que se obtenga la mejor distribución del material, de acuerdo con lo indicado por la Administración, por lo cual ésta podrá indicar el lugar en que quiere que se descargue. Los materiales de relleno deben de ser descargados y extendidos en una dirección paralela al eje de la coronación. Cuando se forman hileras de montones debido a la descarga del material, estos deben de ser paralelos a la coronación del terraplén.

El material colocado en el relleno debe de ser extendido al mismo nivel, de forma continua, en capas horizontales que no excedan los 15 centímetros (6 pulgadas) de espesor después de haberse compactado, excepto la capa inicial de relleno colocada en la superficie que debe de ser vertida y extendida en una capa horizontal y continua con un espesor sin compactar más o menos 1,25 veces la longitud de la pata de cabra del rodillo para compactar la capa. Si la superficie puede ser dañada por la compactadora o es irregular y la compactación de la capa inicial no es posible con rodillos como indique la Administración, el espesor de la capa inicial y por lo tanto la compactación deben de estar de acuerdo con lo indicado en la subsección (g) de esta sección. Si, en opinión de la Administración la superficie preparada de la cimentación o cualquier superficie de una capa de relleno previamente compactada está demasiado seca o blanda, para conseguir una unión idónea con la tongada siguiente, deberá ser humedecida y/o escarificada, de una manera conveniente y a suficiente profundidad para obtener una superficie de unión completamente satisfactoria, antes de que la siguiente tongada sea colocada. Si en opinión de la Administración, la superficie de una tongada ya compactada, está demasiado húmeda para obtener una buena compactación en la tongada siguiente, deberá ser quitada y dejada a secar o bien ahuecada con un rastrillo, escarificador o equipo análogo, que permita reducir su contenido de agua a las condiciones requeridas; a continuación podrá procederse a su recompactación antes de extender la siguiente tongada.

Después de que se vierta cada capa de tierra y se extienda, debe de ararse para romper y mezclar los materiales del relleno. Hay que quitar las superficies duras, las blandas y los surcos profundos de la superficie del relleno formados por el paso del equipo de construcción durante las operaciones de colocación, arándola. El arado necesario para obtener una distribución uniforme del contenido en agua en una capa sin compactar, como se indica en la sección (e)(2) de esta sección, puede ser sustituido por el arado necesario para romper y mezclar los materiales del relleno. El arado debe de hacerse con un arado grande que penetre toda la profundidad de la capa sin compactar. Los arados necesarios para romper y mezclar el material de relleno deben de ser de maquinaria pesada, del tipo de eje tándem, con cuchillas dentadas de un diámetro de 91,4 centímetros (36 pulgadas). La profundidad de las cuchillas

debe de ser mantenida para proporcionar una rotura y un mezclado eficiente; sin embargo, en ningún caso debe desgastarse más del 75 por ciento de su profundidad (cuando es nuevo) antes de ser reemplazado o restituido. El equipo debe de permitir ajustes en la profundidad de penetración y arado desde el vehículo de tracción sin desmontarlo. Los tractores que arrastren los arados deben de tener suficiente potencia y tracción para escarificar las profundidades deseadas. Si una pasada del arado no completa el desmenuzamiento y la mezcla del relleno, puede ser necesario pasadas adicionales, pero no se necesitará más de tres pasadas del arado con el propósito del desmenuzamiento y el mezclado en ninguna capa.

Antes de colocar el relleno sobre o contra las superficies de las partes anteriormente colocadas y compactadas del terraplén de la presa, todos los materiales previamente colocados y compactados que estén blandos o sueltos debido a su exposición a la intemperie, que tengan surcos por la erosión del agua o roturas, o estén excesivamente secos, deben de ser quitados y reemplazados, o recompactados, como indique la Administración. Los materiales sustituidos deben de ser compactados de acuerdo a lo indicado en estas especificaciones para el tipo de material compactado. Las superficies dañadas o sueltas deben de ser recompactadas de acuerdo a las especificaciones originales para material compactado. No se hará ningún pago adicional por retirar, reemplazar, y compactar; o recompactar el material suelto, en la parte de la presa previamente finalizada. Los costes deben de incluirse en los precios unitarios aplicables en la tabla de precios de la parte previamente finalizada de la presa.

El relleno a cada lado de la *(la estructura de la tubería de desagüe_____) y de las obras de toma *(y _____) debe de mantenerse aproximadamente a la misma altura a medida que se va rellenando. La altura del relleno en los estribos de la presa debe de mantenerse aproximadamente a la misma altura que la capa de relleno que se está colocando. [61][La pendiente externa *(aguas arriba) (aguas abajo) de la parte del terraplén de la presa E1._____ debe de ser compactada, y alineada y graduada, y todo lo que salga más de 15,24 centímetros (6 pulgadas) fuera de los límites del relleno debe de ser quitado por el contratista a sus expensas, antes de que se coloque material sobre éste.]

(e) *Contenido de Agua y Control de la Densidad*:

(1) *Generalidades*.- Cada tongada de material del terraplén debe de compactarse con 12 pasadas de la compactadora de rodillo, como se indica en la sección (g), lo cual será el mínimo esfuerzo de compactación a realizar por el contratista. Durante la compactación, el contenido de agua del material de relleno debe de ser tal que el contenido de agua y la densidad seca del material compactado estén dentro de los límites especificados. Los resultados de los ensayos de los rellenos compactados con métodos especiales no se combinarán con los resultados de los rellenos compactados con compactadoras de rodillo.

Para confirmar que los requisitos del contenido de agua y la densidad seca del relleno compactado se han conseguido, la Administración hará ensayos "n situ" y en el laboratorio a intervalos frecuentes, de las muestras del material compactado tomadas en los puntos del terraplén indicados por la Administración. Los ensayos "in situ" y los de laboratorio se harán de acuerdo con las indicaciones sobre ensayos de USBR 5500, 5505, 7205, y 7240 del Earth Manual [3] del Bureau of Reclamation. Los resultados de los

*Borrar o modificar como sea necesario

[61]Debe incluirse cuando se precise un mayor control de la línea de definición para la colocación de filtro o materiales de drenaje.

UDHCONECTA.COM

ensayos de todos los rellenos finalizados estarán disponibles para el contratista en el laboratorio de la Administración o en otro lugar indicado.

Los materiales que no cumplan el contenido especificado de agua y la densidad seca, como indiquen los ensayos, deben recolocarse hasta que se obtengan los resultados aprobados. Si una capa previamente compactada y aceptada ha reducido su densidad compactada indicada por la Administración porque se ha helado, el contratista debe de recolocarla como sea indicado hasta que se obtengan las densidades aprobadas. La recolocación puede implicar quitarla y manipularla, acondicionarla y compactarla de nuevo, o combinaciones de esos procedimientos. El contratista no tendrá derecho a ningún aumento de precios sobre los precios unitarios del cuadro de precios por causa de cualquier trabajo necesario para obtener el contenido de agua y la densidad seca especificada en esta sección.

(2) *Control del Contenido de Agua.*- El contenido óptimo de agua se define como "el contenido de agua de un suelo que puede ser compactado para lograr su máxima densidad seca de laboratorio (Proctor) con un esfuerzo de compactación dado". La máxima densidad seca de laboratorio en kilogramos por centímetro cúbico es la densidad máxima seca obtenida de una curva de contenido en agua versus la densidad seca para un esfuerzo de compactación dado. El procedimiento y el esfuerzo de compactación usado para determinar el óptimo de contenido de agua y la densidad seca máxima en laboratorio será el indicado en la descripción de los ensayos de USBR 5500, 5505 y 7240 del Earth Manual [3] del Bureau.

Debe procurarse, en lo posible, que el contenido de agua del material en la cantera o en el lugar de la excavación antes de la excavación, sea el indicado en la sección G.24, y el contratista preverá las pérdidas de agua durante la excavación, transporte y operaciones de colocación. *[Si el contratista quisiera, podrá añadir agua, si fuera necesario, en la planta de clasificación]. Si se necesita agua adicional, debe de añadirse al material rociando la tierra, y cada tongada debe de ser acondicionada arándola o con otros métodos aprobados, de forma que el agua se distribuya uniformemente en la capa.

El contenido en agua del material de relleno durante la compactación debe de ser distribuido uniformemente a lo largo de la capa de material que se va a compactar. Los rangos permitidos de contenido de agua se basan en las consideraciones de proyecto. El control del contenido de agua debe de ser tal que el contenido de agua de la parte del relleno que se va a compactar que pasa por el tamiz N°4 de los tamices estándares de los Estados Unidos, como determine el ensayo hecho por la Administración, debe de estar dentro de los límites siguientes:

a. El material representado por las muestras ensayadas que tengan un porcentaje seco de contenido de agua mayor de [36](_____) del óptimo del contenido de agua, o más de un porcentaje húmedo de [36](_____) del óptimo del contenido de agua, debe de ser rechazado o recolocado hasta que el contenido de agua esté entre esos límites.

*[b. Dentro de los límites anteriores, y basándose en un registro continuo de los ensayos hechos por la Administración en los rellenos anteriormente compactados y aceptados, la uniformidad de la colocación del contenido en agua debe de ser tal que:

1. No más del 16 por ciento de las muestras de material de relleno aceptado deben de estar más secas que el [36](_____) por ciento del óptimo del contenido de agua, y no más del 16 por ciento debe de estar más húmedas que el [36](_____) por ciento del óptimo contenido de humedad.
2. El contenido de agua medio del material del terraplén aceptado y el material representado por 20 ensayos consecutivos estarán entre [36](_____) por ciento seco, del óptimo del contenido de agua y un [36](_____) por ciento húmedo del óptimo del contenido de agua: Teniendo en cuenta que, el contenido medio del agua de los materiales aceptados del terraplén dentro de los [36](_____) centímetros de las superficies verticales de las estructuras y las superficies muy pendientes o irregulares deberán de estar entre el óptimo de agua y [36](_____) por ciento de humedad del contenido de agua óptimo.]

*Borrar o modificar como sea necesario

*[La Administración informará al contratista cuando el contenido de agua esté cerca o exceda los límites de uniformidad indicados anteriormente, y el contratista inmediatamente hará los ajustes en los procedimientos necesarios para mantener la cantidad de agua en los límites de uniformidad especificados.]

(3) *Control de la Densidad.*- El control de la densidad del relleno compactado debe de ser tal que la densidad seca de la parte del material compactado que pasa por el tamiz N°4 de los Estándares de los Estados Unidos, determinado por los ensayos hechos por la Administración, deben de estar dentro de los límites siguientes:

a. El material representado por muestras que tengan una densidad seca menor de [36](_____) por ciento de su máxima densidad seca de laboratorio, será rechazado. Ese material rechazado se removerá hasta que su densidad seca sea igual o mayor que [36](_____) por ciento de su máxima densidad seca de laboratorio.

*[b. Todos los rellenos que tengan una densidad seca mayor que el límite anterior y basada en un registro continuo de los ensayos hechos por la Administración en los rellenos anteriormente compactados y aceptados, la uniformidad de la densidad seca deben de ser tal que:

1. No más del 16 por ciento del material representado por muestras ensayadas deben de tener una densidad seca menor de [36](_____) por ciento de su máxima densidad seca de laboratorio.
2. La densidad seca media de todo el material del terraplén aceptado y del material representado por 20 ensayos consecutivos no debe de ser menor del [36](_____) por ciento de la media de las densidades secas máximas de laboratorio.]

*[La Administración informará al contratista cuando la cantidad de material aceptado que tenga una densidad seca menor de [36](_____) por ciento de su máxima densidad seca de laboratorio esté cerca o exceda el 16 por ciento de material compactado y aceptado o cuando la densidad seca media esté cerca o sea menos de [36](_____) por ciento de su densidad máxima de laboratorio. El contratista inmediatamente hará los ajustes necesarios en sus procedimientos para mantener la densidad seca dentro de los límites especificados de uniformidad.]

(f) *Rodillos.*- Los rodillos usados para compactar los rellenos serán no vibratorios y pueden ser remolcados o autopropulsados. La operación de los rodillos y la carga usada en los cilindros de los rodillos serán las necesarias para obtener la compactación especificada. Si se usa más de un rodillo en alguna capa de relleno, deberán de ser del mismo tipo y esencialmente de las mismas dimensiones. El diseño y la operación de los rodillos debe de estar sujeto a la aprobación de la Administración, quien tiene el derecho a realizar cambios en las patas o reparaciones, modificaciones menores en el rodillo, y variaciones en el peso, incluyendo la eliminación o adición de lastre, como sea necesario para asegurar la compactación de los materiales del relleno. Durante las operaciones de compactación, los espacios entre las patas deben de mantenerse libres de material que pueda afectar a la efectividad del rodillo de pata de cabra. Los rodillos deben de cumplir los requisitos de los rodillos remolcados de la subsección (1), o de los autopropulsados de la

*Borrar o modificar como sea necesario

UDHCONECTA.COM

subsección (2):

(1) *Rodillos de Pata de Cabra Remolcados.*- Los rodillos de pata de cabra remolcados deben de ser arrastrados por tractores de cadenas o de neumáticos que no sobrepasen los 8 Km/h (5 millas/hora). El uso de los tractores debe de ser discontinuo si las ruedas compactan la superficie lo cual evita la penetración uniforme de las patas del compactador de pata de cabra. Los compactadores operados en tándem deben de ser remolcados de forma que las marcas de las patas de cabra dejadas por los compactadores estén distribuidas y no se superpongan. Los tractores usados para remolcar los rodillos deben de tener suficiente potencia para tirar de ellos adecuadamente cuando los rodillos lleven su máximo lastre. Los rodillos deben de cumplir los siguientes requisitos:

a. *Cilindros de los Rodillos.*- Cada uno de los cilindros de un rodillo tendrá un diámetro exterior mínimo, de 1,50 metros (5 pies) y una longitud no superior a los 1,80 metros (6 pies). Los cilindros deben permitir llevar lastre. El lastre puede ser arena o líquido o una mezcla de líquido y arena. El lastre que no sea arena o líquido debe de ser aprobado por la Administración. El espacio entre dos cilindros adyacentes, sobre una superficie nivelada, estará comprendido entre 30 y 38 centímetros (12 y 15 pulgadas). Cada cilindro podrá pivotar alrededor de un eje paralelo a la dirección de avance. Cada cilindro lastrado con líquido debe de estar equipado con al menos una válvula de seguridad o con un tipo aprobado equivalente. La válvula de seguridad debe de ser equivalente a las válvulas de seguridad fabricadas por Fike Metal Products Corp., 704 South 10th Street, Blue Springs, MO 64015, con discos de reducción entre 3,5 y 5,3Kg/cm^2 (50 y 75 libras por pulgada al cuadrado) de reducción de presión.

La válvula de reducción de presión debe de ser operada manualmente y debe de ser abierta periódicamente. El personal responsable de abrir las válvulas reductoras de presión debe de ser formado en los procedimientos de apertura de dichas válvulas y deben de ser instruidos para que se aseguren de que las aperturas de las válvulas no estén taponadas para asegurar que la presión producida en los cilindros se libera en cada inspección.

b. *Pata de Cabra.*- Cada cilindro tendrá patas uniformemente espaciadas en la superficie del cilindro, con al menos uno cada 645 centímetros cuadrados (100 pulgadas cuadradas) de superficie del rodillo. La distancia, medida sobre el cilindro, entre los centros de dos patas adyacentes será, como mínimo, de 23 centímetros (9 pulgadas). La longitud de cada pata, medida a partir de la superficie del rodillo, será, como máximo, de 28 centímetros (11 pulgadas) y debe de ser mantenida como mínimo con 23 centímetros (9 pulgadas). La sección transversal de cada pata, medida en un plano perpendicular al eje de la pata, a 15 centímetros (6 pulgadas) de la base de la pata no será mayor de 64,5 centímetros cuadrados (10 pulgadas cuadradas), y debe de ser mantenida como mínimo a 45 centímetros cuadrados (7 pulgadas cuadradas), medida en un plano perpendicular al eje medido a 20 centímetros (8 pulgadas) a partir de la superficie del rodillo. El área de la superficie del final de cada pata no será mayor de 64,5 centímetros cuadrados (10 pulgadas cuadradas). Se permitirán huecos en la cara de cada pata si su profundidad no es mayor de 1,3 centímetros (0,5 pulgadas).

c. *Peso del Rodillo.*- El peso del rodillo totalmente lastrado será como mínimo de 6.000 kilos por metro lineal de longitud (4.000 libras por pie).

(2) *Rodillos Auto-Propulsados.*- Los rodillos autopropulsados no deben de ir a velocidades superiores a 8 Km/h (5 millas/hora). El uso de rodillos autopropulsados en los que la dirección se logra con neumáticos, debe de hacerse de forma discontinua si los neumáticos dejan las superficies compactadas lo cual impide la penetración uniforme de las patas del rodillo.

Si al usar los rodillos autopropulsados se producen laminaciones, se despegan las superficies, o una compactación inadecuada del relleno, la Administración puede solicitar que se no se utilicen esos rodillos en la obra y que se usen otros rodillos autopropulsados o rodillos remolcados apropiados. Se pueden sustituir las patas de cabra que tengan hasta un área en su extremo de 90 centímetros cuadrados (14 pulgadas cuadradas) si la Administración determina que dicha sustitución no provocará en la compactación del relleno una menor densidad o grado de uniformidad que el producido por un rodillo de pata de cabra remolcado que cumpla los requisitos de la subsección (f)(1). Cuando el rodillo autopropulsado lleva una pala, ésta se debe de quitar o dejar inoperativa durante la compactación.

Los rodillos de pata de cabra autopropulsados pueden consistir en dos o tres cilindros, colocados lado contra lado, que están en el lugar del conductor o están separados por el motor, pueden ser dos cilindros unidos en tandem, o cuatro cilindros en tandem y separados lateralmente por una tapa y un pequeño espacio. Cuando los cilindros se colocan en tandem, deben de situarse de tal forma que las huellas de las patas de cabra dejadas por los cilindros estén repartidas y no se solapen. El peso estático del rodillo de pata de cabra debe distribuirse uniformemente en todos los cilindros de compactación.

Además de los requisitos anteriores, los rodillos autopropulsados deben de cumplir los siguientes requisitos:

a. *Cilindros.*- Los rodillos en los que se usan ruedas apisonadoras de cadenas en lugar de cilindros, las superficies cilíndricas que circunscriben las superficies de las cadenas contra las que se montan las patas de cabra, deben de considerarse como superficie para determinar el área del cilindro, el diámetro y la longitud. Cada cilindro de un rodillo debe de tener un diámetro externo no menor de 1,2 metros (4 pies) y no debe de ser menor de 1,2 metros (4 pies) y no más de 1,8 metros (6 pies) de longitud. Los rodillos con dos o tres cilindros, colocados lado contra lado que están colocados en la posición del conductor o separados por el motor, deben de tener una separación entre cilindros adyacentes entre 30,5 y 38 centímetros (12 y 15 pulgadas). La separación entre cilindros colocados lado contra lado en un rodillo de cuatro cilindros separados por pequeño espacio debe de ser aproximadamente igual, como indique la Administración, a la anchura de un cilindro. Teniendo en cuenta que el peso del rodillo durante la compactación no será menor que el peso unitario indicado en la subsección (f)(2)c. Todos los cilindros lastrados con líquido deben de equiparse con al menos una válvula de presión de seguridad y una válvula de seguridad o con un tipo aprobado equivalente. La válvula de seguridad debe de ser equivalente a las válvulas de seguridad fabricadas por Fike Metal Products Corp., 704 South 10th Street, Blue Springs, MO 64015, con discos de entre 3,5 y 5,3Kg/cm^2 (50 y 75 libras por pulgada al cuadrado) de reducción de presión.

La válvula de reducción de presión debe de ser operada manualmente y debe de ser abierta periódicamente. El personal responsable de abrir las válvulas reductoras de presión debe de ser formado en los procedimientos de apertura de dichas válvulas y deben de ser instruido para que se aseguren de que las aperturas de las válvulas no estén taponadas para asegurar que la presión producida en los cilindros se libera en cada inspección.

b. *Patas de Cabra.*- Los requisitos de los rodillos de pata de cabra autopropulsados son los mismos que los remolcados, excepto por el área final de la pata de cabra indicado anteriormente.

c. *Peso del Rodillo.*- El peso del rodillo, cuando se ha usado para compactar un relleno, no debe de ser menor de 6.000 kilos por metro lineal (4,000 libras por pie) de longitud del rodillo.

(g) *Compactación.*- Una vez que cada capa o

UDHCONECTA.COM

parte de una capa del relleno ha sido mezclada, nivelada y acondicionada para que tenga el agua distribuida uniformemente a lo largo de ella, de acuerdo a lo indicado en la subsección (e), debe de ser compactada pasando el cilindro de un rodillo sobre ella 12 veces, excepto la capa inicial de relleno situada en las superficies existentes, la cual debe de ser extendida hasta un espesor sin compactar de acuerdo a lo indicado en la subsección (d), y compactada pasando el cilindro de un rodillo sobre la capa 18 veces. En superficies rugosas o irregulares o en superficies donde se puedan dañar los cilindros, como indique la Administración, la capa inicial de relleno debe de ser compactada hasta un espesor de [36](_____) centímetros por [36](_____) pasadas de un rodillo de neumáticos *[que tenga una carga mínima por rueda de 11,4 ton (25000 libras) y una presión en la rueda entre 5,6 Kg/cm^2 (80 libras por pulgada cuadrada) y 7,0 Kg/cm^2 (100 libras por pulgada cuadrada), y que cumpla los otros requisitos de los rodillos neumáticos de esta sección]. Al compactar, la densidad seca de relleno debe de ser uniforme a lo largo del espesor de la capa. Las pasadas del rodillo de cilindros o neumático deben de ser realizadas de forma que el esfuerzo de compactación se distribuya uniformemente y de una forma sistemática en toda la capa. Cuando se usan rodillos autopropulsados de dos o cuatro cilindros que tengan los cilindros separados lateralmente por la cabina del operador y un hueco, la parte central sin compactar de la pasada del rodillo no debe de compactarse hasta que las partes exteriores de la pasada estén totalmente compactadas.

Cuando la pendiente pronunciada de los estribos, las actividades de construcción, u otros factores hagan impracticable o ineficiente completar el número necesario de pasadas del cilindro, manteniendo la misma dirección de la pasada del rodillo, se harán pasadas adicionales de cilindros hasta conseguir las 12 necesarias, en paralelo a las obstrucciones como indique la Administración. Las partes de relleno que no sean accesibles a los rodillos de cilindro deben de ser especialmente compactadas con compactadores a mano u otros métodos aprobados, y el pago debe de hacerse de acuerdo a lo indicado en la sección G.30.

Si, en opinión de la Administración, el material compactado del relleno tiene un contenido de agua mayor del permitido en la subsección (e), los materiales del relleno deben de ser roturados con un arado u otro equipo adecuado para reducir el contenido de agua a la cantidad especificada, deben de dejarse secar el tiempo necesario para que su contenido de agua esté en los límites especificados en la subsección (e), o el material debe de ser quitado del terraplén. Si en opinión de la Administración, el material compactado del relleno tiene un contenido de agua menor que el permitido en la subsección (e), debe añadirse agua al relleno sin compactar, y debe de roturarse con un arado o un equipo adecuado para distribuir el agua uniformemente a lo largo de la capa sin compactar. Los materiales de tierra compactados que tengan un contenido de agua o una densidad seca que no cumplan los límites especificados en la subsección (e) deben de ser recolocados y mezclados, como indique la Administración para obtener el contenido de agua y la densidad seca especificada para el relleno compactado.

En todos los sitios y todas las veces que indique la Administración, el contratista excavará zanjas de ensayos en relleno previamente compactado con el propósito de obtener muestras del relleno previamente compactado o para determinar si el relleno contiene capas no unidas o materiales no mezclados. Esas zanjas deben de cumplir la sección G.31.

(h) *Medición y Abono*.- Las mediciones para el abono del terraplén, se harán sobre el material del terraplén, que haya sido compactado por los rodillos de cilindro especificados en la subsección (f), y con rodillos neumáticos como se indica en la subsección (g), y en esta sección G.28.

El abono del relleno del terraplén de la presa, zona(s) 1 *(y _____) se hará de acuerdo con el precio(s) unitario(s) del metro cúbico de terraplén indicado en la tabla de precios, dicho precio incluye todos los trabajos exigidos en esta sección y los indicados en la sección G.28, excepto el pago de [62][rellenos especialmente compactados, zona(s) 1 *(y_____)] *(inyecciones de lechada en cimentaciones, aplicaciones de lechadas, hormigón de limpieza, excavación de los salientes de la cimentación y protuberancias), y el suministro y manipulación del cemento se hará de acuerdo a las secciones aplicables.

[39][Donde las partes del relleno del terraplén de la presa, zona 1, requieran una compactación especial, el pago se hará de acuerdo a la sección G.30].

*[El pago de las inyecciones de lechada en la cimentación, aplicaciones de lechadas y hormigón de limpieza, incluyendo el suministro y la manipulación del cemento, debe de hacerse de acuerdo a lo indicado en las secciones aplicables.]

*[El pago de la excavación de los salientes y de las protuberancias debe de hacerse de acuerdo a lo indicado en la sección G.20]

Como se indica en la subsección (d), no se hará ningún abono separado o adicional por la necesidad de recolocar los rellenos previamente compactados y aceptados que estén sueltos por helarse y por otras exposiciones a la intemperie, o que se encuentren superficies sin unir o con los materiales mezclados de una forma inadecuada. Como se indica en la subsección (e),no se hará un pago adicional por ningún trabajo que se requiera incluyendo, volver a regar y/o colocar de nuevo el material del relleno para lograr el contenido de agua y la densidad seca especificada.

G.30. Rellenos Especialmente Compactados, Zona 1.

(a) *Generalidades*.- El relleno especialmente compactado, zona 1, debe de construirse de acuerdo a esta sección y a la sección G.28. En los lugares en los que la compactación del relleno, zona 1, descrita anteriormente, sea impracticable o inconveniente, de acuerdo a lo que indique la Administración, se procederá a una compactación especial de acuerdo a lo indicado aquí:

Los rellenos necesitarán una compactación especial en los siguientes lugares:

(1) Las zonas del terraplén adyacentes a las estructuras, así como las cimentaciones que en los planos se indican como de compactación especial, como el relleno especialmente compactado, zona 1..

(2) Las zonas del terraplén de la presa en estribos con gran pendiente e irregularidad, cuando lo indique la Administración.

(3) El relleno del terraplén, zona 1, colocado y compactado en depresiones e irregularidades en las superficies de la cimentación designadas por la Administración.

(4) Relleno, zona 1, el material colocado para rellenar las excavaciones adicionales, ordenado por escrito por la Administración, en las excavaciones comunes de las cimentaciones de las estructuras.

(5) El material de relleno en los lugares fuera de los límites del terraplén de la presa como muestran los planos o donde indique la Administración.

(b) *Materiales*.- El material usado en el relleno especialmente compactado, zona 1, debe de cumplir los requisitos de los materiales del terraplén de la presa, zona 1: Teniendo en cuenta que, no se debe de colocar grava ni

*Borrar o modificar como sea necesario

[62]Incluir sólo cuando hay una unidad oculta en la tabla de precios para las zonas especialmente compactadas de relleno, zona 1 o en las zonas 1 y _____.
*Borrar o modificar como sea necesario

UDHCONECTA.COM

bolos que tengan una dimensión máxima mayor de 2,54 cm (1 pulgada). El material debe de obtenerse de la excavación necesaria para la construcción permanente en las zonas de préstamos y de acuerdo a la sección G.24.

(c) *Colocación.*- Todo el material de los rellenos especialmente compactados, zona 1, debe de colocarse de acuerdo a las indicaciones aplicables en la subsección G.29(d): Teniendo en cuenta que, el material del relleno que va a ser especialmente compactado puede necesitar la colocación de capas de menos espesor que las especificadas para la compactación de material de relleno con compactadoras, para obtener la compactación deseada con el equipo usado.

Cuando la cimentación o la superficie compactada de cualquier capa es muy suave o no se une adecuadamente con la capa siguiente, debe de ser escarificada o roturada para proporcionar la superficie satisfactoria antes de colocar la siguiente capa del material de relleno.

(d) *Compactación.*- Cuando cada tongada del material tenga la humedad necesaria, debe compactarse con rodillos especiales, compactado mecánico, u otros métodos; en todo caso, todos los equipos y métodos utilizados necesitan la correspondiente autorización. La compactación cerca de estribos con pendiente pronunciada u otras zonas restrictivas aprobadas por la Administración, a realizar con equipo de compactadores neumáticos en capas de tierra que no excedan de los 60 centímetros (2 pies) de ancho en horizontal, podrá ser sustituida por compactación con equipos mecánicos: Teniendo en cuenta que, las superficies lisas dejadas por los neumáticos del equipo deben de ser tratadas como las prescritas en las subsección (c) antes de colocar la siguiente capa de relleno. El control del contenido de humedad y la densidad deben de ser equivalentes al obtenido en el relleno situado en el terraplén de la presa de acuerdo a la subsección (d) y (g) en la sección G.29.

(3) *Medición y Abono.*- Las mediciones para el abono se harán del material compactado especialmente, de acuerdo con lo indicado en esta sección y en la sección G.28. En la subsección (a)(2) de esta sección, la medición, para pago, del relleno especialmente compactado en los estribos de grandes pendientes y formas irregulares se limitarán a un espesor de 60 centímetros (2 pies), medido horizontalmente desde el punto de comienzo, en donde esto sea practicable, o bien, según indique la Administración. En la subsección (a)(3),la medición, para el pago de, relleno especialmente compactado, zona 1, en depresiones e irregularidades en las superficies de la cimentación se hará de la forma más práctica como indique la Administración.

El pago del relleno especialmente compactado, zona 1, se hará al precio unitario indicado para esta unidad de obra, comprendiendo la roturación o escarificado para proporcionar una superficie de unión adecuada y la colocación, humedecido y compactado especial del material del relleno, zona 1.

El coste de la excavación y transporte del material especialmente compactado, zona 1, se incluirá en el precio unitario aplicable en la tabla de precios para la excavación del material.

G.31. Calicatas para Ensayos en Relleno Compactado.

(a) *Generalidades.*- El contratista debe de excavar calicatas para ensayos en el relleno compactado durante el progreso del trabajo. La situación y los momentos de excavación de las calicatas para ensayos deben de ser los necesarios para examinar u obtener muestras de partes específicas de la obra, como indique la Administración.

Las dimensiones de la superficie y la profundidad de cada calicata para ensayo se determinará por la Administración, pero en general ninguna calicata implicará la excavación y relleno de más de 7,5 m^3 (10 yardas cúbicas) de tierra.

Las paredes de las calicatas deben de ser excavadas tan verticales como sea posible, cumpliendo con los requisitos de seguridad para permitir a la Administración la inspección del relleno compactado. El contratista ajustará sus operaciones para que las calicatas permanezcan abiertas ____ horas, para permitir la inspección y la toma de muestras. Las calicatas para ensayos deben de ser rellenadas con tierra que se ajuste a los materiales del terraplén adyacente, colocándose en capas, humedeciéndolo y compactándolo de acuerdo a lo indicado en la sección G.30.

(b) *Medición y Abono.*- La medición para su pago, de las calicatas para ensayos en relleno compactado se hará según el número de calicatas realmente excavadas, bajo la dirección de la Administración, de acuerdo con esta sección.

El abono de la excavación de las calicatas en relleno compactado se hará al precio unitario por calicatas del cuadro de precios, dicho precio incluirá el coste de la excavación, relleno, compactación y todos los trabajos necesarios indicados en esta sección.

G.32. Relleno en el Terraplén de la Presa, Zona 2.

(a) *Generalidades.*- La parte del relleno, zona 2, del terraplén de la presa se construirá de acuerdo a esta sección y a la sección G.28, hasta los límites y pendientes indicados en los planos. La zona 2 del relleno incluye:

(1) Chimenea de drenaje, como se muestra en los planos. La chimenea de drenaje se extenderá desde la sección _____ a la sección _____.

(2) La parte superior e inferior de la capa de drenaje horizontal, como se muestra en los planos. La capa de drenaje horizontal se extiende desde la sección _____ a la sección _____

(3) Las partes exteriores del drenaje de la cimentación, como se muestra en los planos. El drenaje de la cimentación se extiende de la sección ____ a la sección _____.

(b) *Materiales.*- El material de la zona 2 será arena limpia obtenida de canteras comerciales o de otras fuentes aprobadas. El material será arena sana, y dura, minimamente afectada por alteraciones químicas y rotura física, y debe de cumplir los requisitos de calidad (durabilidad) de la arena para el hormigón indicados en la sección G.78. El material de la zona 2 debe de estar graduado de acuerdo a lo indicado en la tabla G-1 cuando se ensaye "in situ" en el terraplén después de compactarlo.

En el caso de que existan explotaciones comerciales de arena y grava en la zona (en 48 kilómetros-30 millas), es previsible que se necesitará algo de procesamiento, incluido el lavado, para cumplir la graduación especificada. Además de las explotaciones comerciales, la Administración habrá llevado a cabo algunas exploraciones en varias áreas para determinar canteras de arena y grava. Algunos de los datos de las canteras comerciales y otras fuentes exploradas se incluyen en la sección de las especificaciones "Documento de los Datos de Ensayo de los Materiales de Construcción de la Cimentación". Se recomienda al contratista y todos los posibles licitadores visiten los emplazamientos, lleven a cabo investigaciones adicionales, e investigar minuciosamente todas las canteras antes de obtener ninguna conclusión. El contratista será el responsable único de cualquier conclusión sobre la naturaleza, graduación, y extensión del material de la zona 2 en cualquier fuente. Los datos de la Administración sobre las fuentes potenciales son limitados, y por lo tanto, la Administración no será responsable de las conclusiones a las que llegue el contratista y los posibles licitadores basadas en esta información limitada.

La fuente del material de la zona 2 debe de estar sujeta a la aprobación de la Administración. Todo el material de la zona 2 debe de venir de la misma fuente, a no ser que sea impracticable, como indique la Administración.

UDHCONECTA.COM

Tabla G-1.-Gradación para material de zona 2

Tamiz No.[1]	Porcentaje total, en peso, que pasa por el tamiz[1]
4	100
8	90-100
16	55-100
30	20-80
50	10-45
100	0-15
200	0

[1] Se necesita revisión para cada trabajo

(c) *Preparación de la Cimentación.*- La preparación de la cimentación, de la cimentación "in situ" o de terraplén previamente colocado, debe de cumplir los requisitos indicados en la secciones G.28 y G.29.

(d) *Colocación.*- El material de la zona 2 debe de colocarse de forma continua, en capas aproximadamente horizontales con un espesor sin compactar de unos 30 centímetros (12 pulgadas).

Las tongadas sucesivas de material deben de volcarse de forma que se asegure la mejor distribución posible del material y minimizar la segregación. El material debe de ser volcado y nivelado adecuadamente antes de compactarlo.

El contenido de agua del material de la zona 2 antes y durante la compactación debe de ser uniforme a lo largo de toda la capa del material. El contenido de agua debe de ser suficiente para lograr la densidad del material necesaria una vez compactado. En general, el material debe de humedecerse minuciosamente para lograr la compactación necesaria, pero no puede contener agua hasta el límite que interfiera con la movilidad del equipo de transporte, de colocación y de compactación del contratista.

El agua puede aplicarse rociando el material "in situ" o por otros métodos aprobados por la Administración.

(e) *Compactación.*- Una vez que se ha colocado una capa de material, debe de compactarse con una a seis pasadas de un rodillo vibrante. Una pasada del rodillo vibrante se define como "el número necesario de viajes sucesivos del rodillo, con suficiente solape, que asegure que el rodillo cubre completamente toda la superficie de la capa". La segunda pasada del rodillo y las sucesivas no deben de hacerse hasta que cada pasada, como se ha definido antes, se ha completado.

El número exacto de pasadas con el rodillo vibrante, como apruebe la Administración, debe de ser el necesario para compactar el relleno de la zona 2 dentro de los límites de densidad siguientes:

Los materiales representados por muestras que tengan "un porcentaje de compactación" menor del 95 por ciento deben de ser rechazadas. Ese material rechazado debe de ser recolocado y recompactado hasta que cumpla este requisito. El porcentaje de compactación debe de definirse como "el ratio de densidad seca del material "in situ" y la máxima densidad seca del laboratorio, expresada en porcentaje". La máxima densidad seca de laboratorio debe de ser la máxima densidad seca vibrada determinada por el método húmedo o el seco, descritos en la descripción de los ensayos USBR 7250 del "Earth Manual" del Bureau [3].

La Administración informará al contratista si la densidad de la zona 2 compactada está cerca de o fuera de los límites especificados anteriormente, y el contratista deberá de hacer los ajustes necesarios de forma inmediata en los procedimientos para mantener la densidad del terraplén compactado dentro de los límites especificados.

Los rodillos vibrantes deben de estar equipados con un cilindro de compactación de acero liso y debe de ser operado a una frecuencia de vibración durante las operaciones de compactación entre 1100 a 1500 vibraciones por minuto. Los rodillos vibrantes pueden ser remolcados o autopropulsados y sus cilindros deben de tener una tara que sea como mínimo un 60 por ciento del peso estático del rodillo. Los rodillos vibrantes deben de tener un peso

estático mínimo de 3,6 Toneladas (8000 libras), una fuerza dinámica mínima de 5,2 Toneladas (16000 libras) cuando funciona a 1400 vibraciones por minuto, y una fuerza de compactación entre 2,4 y 4,4 Kg/cm^2 (5000 a 9000 libras por pie cuadrado) del cilindro. La amplitud y la frecuencia durante la compactación se mantendrán uniformes en toda la zona del terraplén en la que se está trabajando. Los rodillos vibrantes funcionarán a velocidades que no excedan los 2,4 km/h (1,5 millas por hora). El contratista proporcionará la suficiente información, planos y cálculos para verificar las especificaciones anteriores. Las características y la eficiencia del equipo estarán sujetas a la aprobación de la Administración.

El rodillo remolcado transmitirá al menos el 90 por ciento del peso que transmite a la tierra a través del cilindro, cuando el rodillo está situado en una posición nivelada y enganchado al vehículo que lo remolca.

El contratista proporcionará a la Administración la información necesaria referente a los rodillos para verificar que todos los requisitos anteriores se cumplen; los rodillos estarán sujetos a la aprobación de la Administración.

Cada pasada del rodillo debe de estar desplazada de forma que el esfuerzo total de compactación se distribuya uniformemente en toda el área. El contratista tendrá un cuidado especial para asegurar que no se permitan pasadas adicionales sobre el área. No se debe de permitir que el cilindro quede estacionario en la zona cuando está vibrando.

Se tendrá cuidado de que no se contamine ningún material de la zona 2. El relleno contaminado de la zona 2 debe de quitarse y reemplazarse con el material adecuado a expensas del contratista. Hay que proteger la zona 2 del terraplén, durante la parada en los periodos de invierno y en todos los pasos de los equipos, como se describe en la sección G.28. El contratista será el único responsable de proteger la zona 2 del relleno, y asegurar que no se contamine. Los costes de las medidas de protección deben de incluirse en el precio unitario de la tabla de precios.

Antes de colocar material adicional de la zona 2 en los pasos de los equipos y después de la parada durante el invierno, o por otras paradas importantes, el contratista deberá de retirar las capas protectoras y quitar y reemplazar los materiales que puedan haber sido contaminados, de acuerdo a lo que indique la Administración. Todos los costes de retirar los materiales contaminados y reemplazarlos serán a expensas del contratista.

(f) *Método Opcional para la Construcción de la Zona 2.*- El contratista puede decidir construir la parte vertical de la chimenea de drenaje sobre El _____, de acuerdo a los requisitos indicados en esta subsección.

Se permitirá colocar al contratista capas horizontales y continuas de terraplén de la zona 1 sobre toda la anchura del terraplén hasta 1,5 metros (5 pies) sobre la zona 2 del drenaje de la chimenea. Hasta alcanzar la máxima altura de 1,5 metros (5 pies) o menos, el contratista debe de parar la colocación de la zona 1 y entonces excavar una zanja de 0,3 metros de ancho (1 pie) paralela al eje de la presa de acuerdo a los límites y pendientes especificadas para el drenaje de la chimenea. Esta zanja debe de penetrar a través de la zona 1 y mostrar toda la anchura del drenaje de la parte baja de la chimenea. La superficie expuesta de la chimenea de drenaje debe de ser limpiada cuidadosamente, de forma que sólo esté formada de material sin contaminar de la zona 2, sujeto a la aprobación de la Administración. Después de la aprobación de la chimenea de drenaje expuesta, el contratista debe de colocar el relleno de la zona 2 de acuerdo con los requisitos de la subsección (d), y como apruebe la Administración. Después de la aprobación, debe de compactarse el material de la zona 2 de acuerdo con los requisitos de la subsección (e) y como apruebe la Administración. Debe de tenerse cuidado con las operaciones de la construcción para evitar

UDHCONECTA.COM

contaminar el material de la zona 1. La Administración considerará métodos alternativos de colocación y compactación de esta zona, y pueden ser aprobados basándose en una prueba. Una vez que la chimenea de drenaje ha sido elevada hasta la altura de la zona 1, se puede reanudar la colocación de la zona 1. El resto de la chimenea de drenaje se puede construir de esta forma: Teniendo en cuenta que, la altura de la zona 1 situada sobre la chimenea de drenaje no excederá los 1,5 metros (5 pies).

Si el contratista decide seguir este método opcional de construcción de la chimenea de drenaje, todo el procedimiento quedará sujeto a la aprobación de la Administración. Todos los costes de la excavación, construcción adicional, vertido y otros costes deben de ser incluidos en el precio unitario del cuadro de precios para el relleno, zona 2. El abono del relleno de la zona 1 y la zona 2, se hará sólo hasta los límites y las pendientes mostradas en los planos, como se indica en la sección G.28.

(g) *Medición y Abono.*- La medición para su abono, del relleno de la presa en la zona 2, se hará como se indica en la sección G.28. El pago de relleno del terraplén de la presa, zona 2, se hará al precio unitario por metro cúbico indicado en la tabla de precios para el relleno del terraplén, zona 2, dicho precio incluirá todos los costes de obtener y transportar el material al emplazamiento; procesarlo, y cualquier apilamiento temporal y remanipulación; todos los equipos especiales y procesos necesarios para construir la zona 2; colocación y compactación; la instalación y eliminación de la protección en los pasos y durante los cierres; y todos los trabajos descritos en esta sección como se indica en la sección G.28.

G.33. *Relleno en el Terraplén de la Presa, Material de Drenaje, Zona 3.*

(a) *Generalidades.*- La parte del relleno con material de drenaje, del terraplén de la presa debe de construirse de acuerdo a esta sección y a la sección G.28, y hasta los límites y pendientes mostradas en los planos. El material de drenaje incluye lo siguiente:

(1) La parte interna de la capa horizontal de drenaje como se muestra en los planos ___. La capa de drenaje horizontal se extiende desde la sección de la presa ___ hasta la _____.

(2) La parte interna del drenaje de la cimentación como se muestra en los planos ___ y ____. El drenaje de la cimentación se extiende de la sección _____ a la ____.

(b) *Materiales.*- El material de drenaje debe de ser gravas y arenas procesadas y limpias obtenidas de canteras comerciales. El material será roca sana, y dura, minimamente afectada por alteraciones químicas y rotura física, y debe de cumplir los requisitos de calidad (durabilidad) de la arena para el hormigón indicados en la sección G.78. El material de drenaje debe de tener la granulometría siguiente, cuando se ensaye "in situ" en el terraplén después de compactarlo:

Tamaño del Tamiz[1]	Porcentaje total, en peso, que pasa por el tamiz[1]
3,8 cm (1 ½ pulgadas)	100
1,9 cm (3/4 pulgada)	75-100
0,9 cm (3/8 pulgada)	50-100
No. 4	25-60
No. 8	0-30
No. 16	0

[1] Se necesita revisión para cada trabajo

En el caso de que existan explotaciones comerciales de arena y grava en la zona (en 48 kilómetros-30 millas), es previsible que se necesitará algo de procesamiento, incluido el lavado, para cumplir la graduación especificada. Además de las explotaciones comerciales, la Administración habrá llevado a cabo algunas exploraciones en varias áreas para determinar canteras de arena y grava. Algunos de los datos de las canteras comerciales y otras fuentes exploradas se incluyen en esta sección de las especificaciones "Documento de los Datos de Ensayo de los Materiales de Construcción de la Cimentación".

Se recomienda al contratista y todos los posibles licitadores visiten los emplazamientos, lleven a cabo investigaciones adicionales, e investigar minuciosamente todas las canteras antes de obtener ninguna conclusión. El contratista será el responsable único de cualquier conclusión sobre la naturaleza, granulometría, y extensión del material del drenaje en cualquier fuente. Los datos de la Administración sobre las fuentes potenciales son limitados, y por lo tanto, la Administración no será responsable de las conclusiones a las que llegue el contratista y los posibles licitadores basadas en esta información limitada.

La fuente del material de drenaje debe de estar sujeta a la aprobación de la Administración. Todo el material del drenaje debe de venir de la misma fuente, a no ser que sea impracticable, como indique la Administración.

(c) *Preparación de la Cimentación.*- La preparación de la cimentación, de la cimentación "in situ" o de terraplén previamente colocado, debe de cumplir los requisitos indicados en la secciones G.28 y G.29.

(d) *Colocación.*- El material de drenaje debe de colocarse de forma continua, en capas aproximadamente horizontales con un espesor sin compactar de unos 30 centímetros (12 pulgadas).

Las tongadas sucesivas de material deben de volcarse de forma que se asegure la mejor distribución posible del material y minimizar la segregación. El material debe de ser volcado y nivelado adecuadamente antes de compactarlo.

El contenido de agua del material de drenaje antes y durante la compactación debe de ser uniforme a lo largo de toda la capa del material. El contenido de agua debe de ser suficiente para lograr la densidad del material necesaria una vez compactado. En general, el material debe de humedecerse minuciosamente para lograr la compactación necesaria, pero no puede contener agua hasta el límite que interfiera con la movilidad del equipo de transporte, de colocación y de compactación del contratista.

El agua puede aplicarse rociando el material "in situ" o por otros métodos aprobados por la Administración.

(e) *Compactación.*- Una vez que se ha colocado una capa de material, debe de compactarse con una a seis pasadas de un rodillo vibrante. Una pasada del rodillo vibrante se define como "el número necesario de viajes sucesivos del rodillo, con suficiente solape, que asegure que el rodillo cubre completamente toda la superficie de la capa". La segunda pasada del rodillo y las sucesivas no deben de hacerse hasta que cada pasada, como se ha definido antes, se ha completado.

El número exacto de pasadas con el rodillo vibrante, como apruebe la Administración, debe de ser el necesario para compactar el material de drenaje dentro de los límites de densidad siguientes:

Los materiales representados por muestras que tengan "un porcentaje de compactación" menor del 95 por ciento deben de ser rechazadas. Ese material rechazado debe de ser recolocado y recompactado hasta que cumpla este requisito. El porcentaje de compactación debe de definirse como "el ratio de densidad seca del material "in situ" y la máxima densidad seca del laboratorio, expresada en porcentaje". La máxima densidad seca de laboratorio debe de ser la máxima densidad seca vibrada determinada por el método húmedo o el seco, descritos en la descripción de los ensayos USBR 7250 del "Earth Manual" del Bureau [3].

La Administración informará al contratista si la densidad del material de drenaje compactado está cerca de o fuera de los límites especificados anteriormente, y el contratista deberá de hacer los ajustes necesarios de forma inmediata en los procedimientos para mantener la densidad del terraplén compactado dentro de los límites especificados.

UDHCONECTA.COM

Los rodillos vibrantes deben de cumplir la subsección G.32(e). El contratista proporcionará la suficiente información, planos y cálculos para verificar las especificaciones anteriores. Las características y la eficiencia del equipo estarán sujetas a la aprobación de la Administración.

Cada pasada del rodillo debe de estar desplazada de forma que el esfuerzo total de compactación se distribuya uniformemente en toda el área. El contratista tendrá un cuidado especial para asegurar que no se permitan pasadas adicionales sobre el área. No se debe de permitir que el cilindro quede estacionario en la zona cuando está vibrando.

Se tendrá cuidado de que no se contamine ningún material de drenaje. El relleno contaminado del material de drenaje debe de quitarse y reemplazarse con el material adecuado a expensas del contratista. Hay que proteger el material de drenaje del terrapién, durante la parada en los periodos de invierno y en todos los pasos de los equipos, como se describe en la sección G.28. El contratista será el único responsable de proteger el material de drenaje, y asegurar que no se contamine. Los costes de las medidas de protección deben de incluirse en el precio unitario de la tabla de precios.

Antes de colocar material adicional de drenaje en los pasos de los equipos y después de la parada durante el invierno, o por otras paradas importantes, el contratista deberá de retirar las capas protectoras y quitar y reemplazar los materiales que puedan haber sido contaminados, de acuerdo a lo que indique la Administración. Todos los costes de retirar los materiales contaminados y reemplazarlos serán a expensas del contratista.

(f) *Medición y Abono.*- La medición para su abono, del relleno de la presa en la zona 3, material de drenaje, se hará como se indica en la sección G.28. El pago de relleno del terraplén de la presa y el material de drenaje, zona 3, se hará al precio unitario por metro cúbico indicado en la tabla de precios, dicho precio incluirá todos los costes de obtener y transportar el material al emplazamiento; procesarlo, y cualquier apilamiento temporal y remanipulación; colocación y compactación; la instalación y eliminación de la protección en los pasos y durante los cierres; y todos los trabajos descritos en esta sección como se indica en la sección G.28.

G.34. Arena, Grava y Guijarros en el Terraplén de la Presa, Zona ___.

(a) *Generalidades.*- El relleno con arena, grava y guijarros del terraplén de la presa debe de ser construido de acuerdo a esta sección y la sección G.28.

(b) *Materiales.*- El material consistirá en una mezcla permeable bien graduada de arena, grava y guijarros seleccionados de un préstamo de la zona de préstamo ___, de acuerdo a la sección G.24. Los guijarros y bolos mayores de ____ centímetros en su mayor dimensión pueden ser embebidos en el relleno o pueden ser quitados y colocados (incluir el emplazamiento).

(c) *Preparación de la Cimentación.*- La cimentación de la zona ____ debe de ser preparada nivelándola, humedeciéndola y compactándola de forma que los materiales se compacten como se indica para las capas siguientes de la zona____.

(d) *Control de la Humedad.*- El contenido de humedad de la arena, la grava y los guijarros del material de relleno, debe de ser uniformemente distribuido, antes y durante la compactación, a lo largo de cada capa de material. El contenido de humedad debe de ser suficiente para alcanzar la máxima densidad relativa del material "in situ", cuando se compacte de acuerdo con el procedimiento de compactación especificado como se indica en la subsección (e). En general, el material debe de ser humedecido cuidadosamente para obtener la compactación máxima posible pero no debe de tener tanta humedad que interfiera con la movilidad del equipo de transporte, colocación o compactación del contratista.

La humedad necesaria se puede aplicar rociando el relleno o mediante otros métodos aprobados.

(e) *Colocación y Compactación.*- Las operaciones del contratista deben de ser tales que su manejo y colocación del material evite la segregación.

El material de arena, grava y guijarros debe de colocarse de forma continua, en capas aproximadamente horizontales con un espesor sin compactar de unos 30 centímetros (12 pulgadas). Una vez que se ha colocado una capa de material, debe de compactarse con cuatro pasadas de un tractor tipo oruga de un peso aproximado de 18,1 Toneladas (40.000 libras), un rodillo vibratorio como se indica en la subsección G.36(e) o como se indica a continuación. Una pasada del tractor o del rodillo vibrante se define como "el número necesario de viajes sucesivos del tractor o del rodillo, con suficiente solape, que asegure que el tractor o el rodillo cubre completamente toda la superficie de la capa". La segunda pasada del rodillo y las sucesivas no deben de hacerse hasta que cada pasada, como se ha definido antes, se ha completado. La Administración realizará ensayos de densidad para asegurar la adecuada densidad del relleno.

Si el contratista decide elegir métodos de compactación diferentes del especificado anteriormente, el peso del compactador, el número de pasadas, la presión de inflado de los neumáticos (si se usan compactadores de neumáticos), y el espesor de la capa no excederá de 30 centímetros (12 pulgadas) compactada, debe de ser tal que la arena, la grava, y los guijarros del terraplén de la presa deben de compactarse dentro de los límites siguientes:

(1) El material representado por muestras que tengan una densidad relativa menor de [63](___) por ciento se rechazarán. Dicho material rechazado deberá ser recompactado hasta que se obtenga la densidad relativa igual o mayor que [40](___) por ciento.

(2) Dentro de los límites anteriores, y basándose en los registros continuos de los ensayos realizados por la Administración en el terraplén previamente colocado y aceptado, la uniformidad de la densidad relativa debe de ser tal que:

*[a. No más del [40](___) por ciento del material representado por las muestras ensayadas debe de tener unas densidades relativas menores de [40](___) por ciento.]

La Administración informará al contratista cuando la densidad relativa media esté cerca o fuera de los límites especificados anteriormente. El contratista hará inmediatamente los ajustes necesarios en sus procedimientos para mantener la densidad relativa dentro de los límites especificados.

La densidad relativa de la arena compactada, la grava, y los guijarros se determinará por la Administración para toda la profundidad de cada capa compactada de acuerdo a las indicaciones de los ensayos del USBR 7250 del Earth Manual del Bureau [3].

(f) *Medición y Abono.*- La medición para su abono, de la arena, la grava y los guijarros del terraplén del la presa se hará de acuerdo a lo indicado en la sección G.28.

El abono de la arena, la grava y los guijarros del terraplén de la presa se hará al precio unitario por metro cúbico (yarda cúbica) indicado en la tabla de precios, dicho precio unitario debe de incluir todos los costes necesarios para realizar los trabajos indicados en esta sección y en la G.28.

[63]Incluir los límites de cada obra dependiendo de la naturaleza del material disponible.

*Borrar o modificar como sea necesario

UDHCONECTA.COM

ıo de Material Mixto en el ılén de la Presa, Zona ____[64].

lades.- El relleno de material ____ parte del terraplén de la estar de acuerdo con esta sección i.28.

s.- El relleno mixto, zona ____ consistirá en una mezcla de , arena, grava, guijarros y le roca de ___ centímetros de nensión. Los materiales se le las excavaciones para la permanente requerida por estas ıes *(y de las zonas de

ɔdados y los fragmentos de roca ıensión máxima mayor de ____ leben de ser quitados del material ixto aprobado, en el lugar de la después de que el material haya) en el terraplén, pero antes de que .e la zona ____ sea compactado. ɔs rodados y fragmentos de roca :r colocados en _____ (incluir

ción de la Cimentación.- La de la zona ____ debe de ser ıivelándola, humedeciéndola y ɔla de forma que los materiales se ɔomo se indica para las capas la zona____.

'o de Humedad.- Antes y durante ión, el material de cada capa de la lebe de tener el máximo contenido ible necesario para compactar de) indicado por la Administración. :arse agua adicional sobre el .e la presa aplicándola con

(e) *Colocación y Compactación.*- El material de relleno mixto debe de colocarse de forma continua, en capas aproximadamente horizontales con un espesor después de compactar, como se ha indicado aquí, menor de _____ centímetros. Las operaciones combinadas de excavación y colocación deben de ser tales que, los materiales queden suficientemente mezclados en el relleno mixto para asegurar el mayor grado de compactación y estabilidad posible.

Una vez que cada capa de material se ha acondicionado con el contenido de agua requerida, debe de compactarse con seis pasadas de un tractor neumático de 50 Tn sobre la capa horizontal de 4,6 metros (15 pies) de anchura, como se indica aquí. Cada pasada del rodillo debe de estar desplazada del camino de la anterior de forma que el esfuerzo de compactación total se distribuya uniformemente en toda la capa horizontal de la zona ____ del terraplén.

El rodillo neumático usado para compactar debe de tener una capacidad máxima total de 50 Tn y debe de tener por lo menos cuatro ruedas equipadas con rodillos neumáticos. Las ruedas deben de tener unas dimensiones y realizar un recorrido, tales que mantengan la presión de los neumáticos entre 5,6 Kg/cm^2 y 7 Kg/cm^2 (80 a 100 libras por pulgada cuadrada) durante la compactación para una carga de 11,3 Tn por rueda durante la operación del rodillo. Las ruedas del rodillo deben de estar situadas en fila y diseñadas de forma que cada rueda soporte aproximadamente la misma carga al pasar por terreno irregular. El espacio entre las ruedas debe de ser tal que la distancia entre los bordes de ruedas adyacentes no sea mayor del 50 por ciento de la anchura de una rueda sencilla a una presión de funcionamiento de 11,3 Toneladas (25.000 Libras) porca da rueda. El rodillo debe de tener una estructura rígida de acero con una forma que le permita equilibrar la carga de forma que la carga por rueda se mantenga en 11,3 Toneladas (25.000 Libras).

Los tractores usados para tirar de los rodillos neumáticos deben de tener suficiente potencia para arrastrar el rodillo completamente cargado de forma satisfactoria bajo condiciones normales de compactación.

(f) *Medición y Abono.*- La medición para su abono, del material mixto del terraplén de la presa, zona ____, se hará de acuerdo a lo indicado en la sección G.28.

El abono del material de relleno mixto del terraplén de la presa, zona _____ se hará al precio unitario por metro cúbico indicado en la tabla de precios, dicho precio unitario debe de incluir todos los costes necesarios para realizar los trabajos indicados en la sección G.28.

G.36. Pedraplenes en las Presas de Tierra, Zona___

(a) *Generalidades.*- Los pedraplenes en la presa, zona_____, deben de construirse de acuerdo a esta sección y la sección G.28, hasta los límites y pendientes mostrados en los planos.

(b) *Materiales.*- El material para el pedraplén debe de ser obtenido de la excavación del aliviadero y de otras excavaciones necesarias. El material para el pedraplén consistirá en fragmentos razonablemente bien graduados, entre 20 y 91 centímetros (8 a 36 pulgadas) (varia según los diferente propósitos y tamaños del material) en máxima dimensión de los fragmentos individuales. Teniendo en cuenta que, el material para el pedraplén, puede tener material de menos de 20 centímetros (8 pulgadas) en contenido no superior al necesario para rellenar los huecos entre las rocas más grandes. Los fragmentos de roca mayores de 91 centímetros (36 pulgadas) pueden ser embebidas en el pedraplén en los 1,8 metros del talud aguas abajo.

El pedraplén inmediatamente adyacente a la zona ____ debe de tener materiales de roca más finos. No se permitirán huecos en los materiales rocosos en la zona de contacto _____. Si se producen dichos huecos, el contratista deberá de eliminarlos rastrillando los materiales más grandes o mediante otros métodos aprobados.

(c) *Preparación de la Cimentación.*- La cimentación para el pedraplén debe de prepararse de acuerdo a lo indicado en la sección G.28.

(d) *Colocación.*- El material del pedraplén debe de ser colocado en capas continuas aproximadamente horizontales que tengan un espesor menor de 1 metro (3 pies) (revisar para que cumpla los requisitos de tamaños de material y de densidad). En aquellas partes en las que la anchura del pedraplén sea menor de 3 metros (10 pies), puede ser necesario que el espesor sin compactar de cada capa sea menor de 1 metro (3 pies).

Las capas sucesivas de material deben de ser volcadas de forma que se asegure la mejor distribución posible del material y se minimice la segregación, como indique la Administración. El material debe de ser volcado y nivelado de forma adecuada antes de compactarlo.

El pedraplén no debe de colocarse sobre nuevo hormigón hasta que hayan pasado por lo menos 28 días.

(e) *Compactación.*- Una vez que se ha colocado una capa de material, debe de compactarse con cuatro pasadas de un rodillo vibrante. Una pasada del rodillo vibrante se define como "el número necesario de viajes sucesivos del rodillo, con suficiente solape, que asegure que el rodillo cubre completamente toda la superficie de la capa". La segunda pasada del rodillo y las sucesivas no deben de hacerse hasta que cada pasada, como se ha definido antes, se ha completado.

Los rodillos vibrantes serán remolcados o autopropulsados, según apruebe la Administración y tendrán un cilindro de compactación de acero liso con una anchura mímica de 1,8 metros (6 pies), un peso estático mínimo de 9 toneladas (20.000 libras), una fuerza dinámica mínima de 15,8 Toneladas (35.000 Libras) cuando funciona a una

puede ser modificada borrando todos los ɔmpactación y exigir los movimientos de acuerdo con los requisitos del proyecto.

UDHCONECTA.COM

frecuencia de vibración de 1400 vibraciones por minuto y una fuerza aplicada de 13,3 toneladas por metro de longitud de cilindro (9.000 libras por pie de longitud de cilindro).

El rodillo remolcado transmitirá al menos el 90 por ciento del peso que transmite a la tierra a través del cilindro, cuando el rodillo está situado en una posición nivelada y enganchado al vehículo que lo remolca.

Los rodillos vibrantes funcionarán a velocidades que no excedan los 2,4 km/h (1,5 millas por hora) en todo momento, funcionando entre 1100 y 1500 vibraciones por minuto.

El contratista proporcionará a la Administración la información necesaria referente a los rodillos para verificar que todos los requisitos anteriores se cumplen; los rodillos estarán sujetos a la aprobación de la Administración.

La Administración puede indicar una reducción en el número de pasadas necesarias para la compactación. Cada pasada del rodillo debe de estar desplazada de forma que el esfuerzo total de compactación se distribuya uniformemente en toda el área. El contratista tendrá un cuidado especial para asegurar que no se permitan pasadas adicionales sobre el área. No se debe de permitir que el cilindro quede estacionario en la zona cuando está vibrando.

No se operará el rodillo a menos de 3 metros (10 pies) de los muros de retención con el rodillo vibrando. Las pasadas inmediatamente adyacentes a los muros de retención deben de ser compactados colocando materiales rocosos con una dimensión máxima de 30,4 centímetros (12 pulgadas) en capas de espesores menores de 45,7 centímetros (18 pulgadas) y compactándolas con cuatro pasadas con el mecanismo de vibración no operativo.

(f) *Medición y Abono.*- La medición para su abono, del pedraplén de la presa se hará como se indica en la sección G.28. El pago del pedraplén de la presa, zona _____, se hará al precio unitario por metro cúbico indicado en la tabla de precios, dicho precio incluirá todos los costes de obtener y transportar el material al emplazamiento; incluyendo los costes de colocar capas de menor espesor adyacentes a los muros de retención como se describe en la subsección (e) y como se indica en la sección G.28.

G.37. Rellenos Impermeables.

Se colocarán rellenos impermeables en _____ (incluir situación) y en todas las zonas indicadas en los planos o por la Administración. El material de relleno se obtendrá de las excavaciones de la presa u obras auxiliares o de los préstamos, según se indique. El material a utilizar, su cantidad y la forma de colocarlo requieren la correspondiente autorización.

Las mediciones del relleno se harán sobre el material colocado y de acuerdo con las líneas, pendientes y dimensiones indicadas. El pago se hará al precio unitario por metro cúbico indicado en el cuadro de precios, que incluirá el coste de todos los trabajos relacionados con el relleno, excepto la excavación, transporte y la compactación. En donde sea necesario compactar se hará de acuerdo con lo indicado en la sección G-38. El pago de la compactación se hará al precio unitario por metro cúbico indicado en el cuadro de precios, debiendo añadirse el precio unitario del relleno.

G.38. Compactación del Relleno Impermeable[65].

(a) *Generalidades.*- En las zonas en que sea necesario compactar el relleno, el material se colocará en tongadas uniformes y se compactará según se indica en esta sección. La distribución del material debe ser tal que al compactar quede uniforme, sin lentejones, vetas u otras imperfecciones.

El material se depositará en tongadas que, una vez compactadas, sean menores de 15 centímetros (6 pulgadas). La excavación y colocación del material debe ser tal que una vez compactado quede suficientemente mezclado para asegurar el grado óptimo posible de compactación, impermeabilidad y estabilidad. Inmediatamente antes o durante la compactación, el material tendrá, de una manera uniforme a lo largo de cada tongada, el contenido óptimo de humedad a juicio de la Administración.

En la medida en que sea posible, y según determine la Administración, el material deberá humedecerse en el lugar de su excavación, pero cuando sea necesario se complementará esta operación con la humectación en el momento de la compactación. Si el contenido de humedad es menor que el óptimo, no deberá compactarse a menos que se cuente con la aprobación específica de la Administración, y si el contenido es mayor que el óptimo, deberá retrasarse la compactación hasta que se haya secado, alcanzando dicho grado óptimo de humedad; no se aumentarán los precios unitarios debido a las operaciones que el contratista realice para el secado del material o por los retrasos que de ahí se deriven.

Cuando el material esté preparado, según se indica anteriormente, deberá ser compactado; bien con rodillos de pata de cabra, que tengan las patas distribuidas al tresbolillo y uniformemente y los cilindros del peso suficiente para conseguir una buena compactación; o bien con compactadoras manuales o mecánicas o con otros medios o equipos aprobados por la Administración. Si se utilizan rodillos de pata de cabra, las patas deben mantenerse en perfecto estado, al mismo tiempo que los espacios entre las patas deben estar limpios de cualquier material que disminuya la efectividad del rodillo.

La densidad seca de la fracción de suelo compactado que se obtenga debe ser como mínimo el 95 por 100 de la densidad (seca) máxima obtenida en el ensayo Proctor del material a compactar.

Los ensayos de compactación se realizarán por la Administración. La densidad estándar máxima de laboratorio es el peso en seco por metro cúbico del suelo compactado por procedimientos de Laboratorio, cuando su contenido de humedad es el óptimo. La compactación se hará usando un molde de 1,4 litros (1/20 pie cúbico).

La medición, para su abono, del relleno impermeable compactado se hará del material "in situ" sobre la estructura hasta las líneas, pendientes y dimensiones indicadas. El abono por la compactación del relleno impermeable se hará al precio unitario por metro cúbico indicado en el cuadro de precios.

G.39. Compactación del Relleno Permeable.

(a) *Generalidades.*- El relleno permeable debe de [66](ser proporcionado y) colocado hasta las líneas y dimensiones mostradas en los planos y como se indique, en las siguientes localizaciones:

(1)_____

(2)_____

(3) En cualquier lugar donde se muestre en los planos o donde se indique por la Administración

(b) *Materiales.*- Los materiales usados para el relleno permeable deben de seleccionarse de mezclas permeables de arena, grava, y guijarros, razonablemente bien graduados a un tamaño de _____ centímetros, excepto los fragmentos ocasionales mayores de _____ centímetros, que pueden ser usados si están bien distribuidos por el relleno. El relleno permeable , no debe de contener más del 5 por

[65]Esta sección puede ser usada en combinación con la sección G.37, o este tipo de trabajo puede ser incluido en la sección G.29 o G.30, según sea apropiado.

[66]Usar la especificación aplicable

UDHCONECTA.COM

ciento, en peso, de material que pase por el tamiz Estándar de los Estados Unidos N°200. Los materiales deben de [43](ser extraídos de fuentes aprobadas) [43](seleccionarse de excavaciones para construcciones permanentes cumpliendo estas especificaciones, o de préstamos en las zonas de préstamos _____, _____, y _____, como sea indicado) [43] (y deben de ser lavados o procesados para eliminar los finos).

(c) *Colocación.*- El material debe de ser manipulado y colocado de forma que se evite la segregación. El método de colocar el relleno impermeable debe de estar sujeto a aprobación. [43][El relleno impermeable en cada lado de cada estructura debe de mantenerse aproximadamente al mismo nivel a medida que la colocación del relleno progresa]. El relleno permeable debe de colocarse en capas y más o menos nivelarse [43][de espesor no mayor de ___ centímetros. No se necesita compactar el material de relleno permeable.] [43][Se añadirá el agua necesaria de forma que el contenido de humedad se distribuya uniformemente a lo largo de toda la capa y debe de ser la suficiente para conseguir la densidad relativa del material "in situ". El material del relleno permeable debe de ser compactado con compactadores o rodillos, apisonadoras de cadenas, vibradores superficiales, o vibradoras internas de forma que la densidad relativa del material compactado no debe de ser menor de_____ por ciento como indique la Administración, de acuerdo con la definición del ensayo USBR 7250 del *Earth Manual* [3] del Bureau. El espesor de las capas horizontales, después de compactadas, no debe exceder los 15 centímetros (6 pulgadas), si la compactación se ha hecho con rodillos de pata de cabra o rodillos, y de 30 centímetros (12 pulgadas) si la compactación se hace mediante pasadas de tractores oruga, vibradores de superficie o equipos similares. Si se utilizan vibradores internos el espesor no debe ser mayor que la longitud de penetración del vibrador.]

(d) *Mediciones y Abono.*- La medición, para el pago, del relleno permeable se hará del material "in situ" sobre las estructuras hasta las líneas, pendientes y dimensiones indicadas. El pago del relleno permeable se hará al precio unitario por metro cúbico indicado en el cuadro de precios, dicho precio unitario incluirá solo los costes de [43][(de suministro y) (de lavado o de otro procesamiento para eliminar los finos), y de colocación (humectación y compactación) del material permeable del relleno.] [43][El abono de la excavación y transporte del material se hará al precio unitario por metro cúbico del cuadro de precios ofertado para la excavación (en el préstamo _____) (del material utilizado.)]

G.40. Relleno de Roca.

(a) *Generalidades.*- El relleno de roca debe de ser [43](proporcionado y) colocado hasta las líneas y las dimensiones mostradas en los planos, como se indique en las siguientes direcciones:

(1) _____

(2) _____

(3) En donde se muestre en los planos o donde indique la Administración.

(b) *Materiales.*- Los materiales usados para el relleno de roca serán fragmentos de roca angulares, razonablemente bien graduados, desde 7,6 centímetros (3 pulgadas) hasta ____ centímetros de dimensiones mínima y máxima; y debe de [43][obtenerse de la misma fuente de roca, y de la misma calidad, de la requerida en la sección G.43 para la escollera; (sección de los materiales de roca de las excavaciones necesarias)]. El relleno de roca no contendrá más de un 5 por ciento, en peso, de material que pase por el tamiz N°200 Estándar de los Estados Unidos. Los materiales menores de 7,6 centímetros (3 pulgadas) en su dimensión mayor pueden usarse sólo en la cantidad necesaria para rellenar los huecos del material de mayor tamaño.

(c) *Colocación.*- Los fragmentos de roca se colocarán y extenderán en capas (variando de acuerdo a los requisitos de densidad y graduación) de menos de 61 centímetros (24 pulgadas) de espesor. La colocación se hará de forma que se evite el daño a las estructuras. El método de colocación estará sujeto a aprobación. El relleno de roca en los lados de cada estructura debe de hacerse aproximadamente al mismo nivel a medida que el relleno progresa.

(d) *Medición y Abono.*- La medición, para su abono, de la roca se hará del relleno de roca "in situ" hasta las líneas, pendientes y dimensiones mostradas en los planos o indicadas por la Administración. El abono del relleno de roca se hará al precio unitario incluido [43][(el coste de suministro y) (el coste de todas las operaciones necesarias para producir y completar el relleno de roca según se especifica en esta sección), o (sólo el coste de colocar el material de relleno de roca). El pago de la excavación, selección y transporte del material se hará al precio unitario por metro cúbico indicado en el cuadro de precios de la oferta de la excavación del material usado.]

G.41. Filtros.

Deben construirse filtros de arena y grava debajo del *(zampeado, vertedero, revestimiento del aliviadero) como se muestra en los planos o sea determinado por la Administración. Todos los materiales necesarios para los filtros deben ser suministrados por el contratista.

Las zanjas para los filtros deben ser excavadas según las líneas, formas y dimensiones indicadas en los planos. No se autorizarán sobreexcavaciones que perturben las cimentaciones compactadas, y cualquier material, fuera de las citadas líneas, que sea perturbado, deberá ser quitado y vuelto a colocar a expensas del contratista, según se describe en la sección G-17. La arena y la grava deben colocarse y compactarse de tal manera que no se produzca ninguna mezcla entre el filtro y la cimentación o el relleno. Las arenas graduadas y las gravillas deben colocarse según las dimensiones indicadas. *[Después que las capas de arena y grava han sido colocadas y compactadas en el filtro hasta los espesores requeridos, las superficies del filtro sobre las cuales se han de colocar el hormigón, deben cubrirse con una capa de mortero de 2,5 centímetros (1 pulgada) de espesor con el fin de evitar que el material del filtro sea desplazado al colocarse el hormigón. La capa de mortero deberá aplicarse con cuidado, hasta conseguir el espesor indicado. La consistencia del mortero y los métodos de colocación deben ser tales que eviten que llene los huecos del material filtrante.]

Los materiales del filtro deberán ser los siguientes:

(1) La grava situada debajo de _____ debe ser limpia, bien graduada, entre 5 y 38 milímetros (3/16 a 1 ½ pulgadas).

(2) La arena debe cumplir las condiciones indicadas en la sección G-78 para el hormigón.

La medición para abono de la arena y de la grava en los filtros, será realizada sobre el filtro completo. El abono se hará al precio unitario por metro cúbico, y debe incluir el coste de obtención, suministro, transporte, colocación y compactación de la arena graduada y de la grava. *(así como del suministro de la arena para el mortero y el mezclado y colocado del mismo.) La excavación para los filtros se pagará de acuerdo con la sección G-17.

G.42. Lecho de Asiento de la Escollera.

(a) *Generalidades.*- El lecho de asiento de la escollera se hará de acuerdo a esta sección y a la sección G.28. El lecho de asiento para la escolera debe de colocarse hasta las líneas indicadas, pendientes y espesores y en los lugares indicados en los planos o establecidos por la Administración. No se necesitará lecho

*Borrar o modificar como sea necesario.

UDHCONECTA.COM

de asiento entre la escollera y el relleno permeable.

(b) *Materiales.*- El asiento para la escollera se hará con materiales seleccionados de préstamos de la zona de préstamos _____.

Los materiales usados para el lecho de asiento de la escollera serán una mezcla de arena, grava y guijarros, razonablemente bien graduados de 0,5 centímetros (3/16 de pulgada) a 15,2 centímetros (6 pulgadas) en su dimensión máxima, pero puede contener materiales de menos de 0,5 centímetros (3/16 de pulgada) en cantidades que no excedan la cantidad necesaria para rellenar los huecos entre los materiales mayores de 0,5 centímetros (3/16 de pulgada): Teniendo en cuenta que, el material, no debe de contener más del 5 por ciento, en peso, de material que pase por el tamiz Estándar de los Estados Unidos N°200.

Si se encuentran guijarros y bolos con dimensiones mayores de 15 centímetros (6 pulgadas) en el material aprobado, el contratista debe de retirarlos en el emplazamiento de la excavación o después de colocarlo. Dichos guijarros y bolos deben de colocarse en la zona _____ o llevarlos a vertedero, según indique la Administración.

(c) *Colocación.*- El lecho de asiento para la escollera no necesita compactarse, pero se colocará de forma que se obtengan capas uniformes de lecho para el asiento de la escollera del espesor especificado.

(d) *Medición y Abono.*- La medición, para el pago, del lecho de asiento de la escollera se hará del material "in situ" sobre las estructuras hasta las líneas, pendientes y dimensiones indicadas y en base al espesor especificado, y según lo indicado en la sección G.28.

El pago del lecho de asiento se hará al precio unitario por metro cúbico indicado en el cuadro de precios, dicho precio unitario incluirá los costes indicados en la sección G.28.

G.43. Escollera.

(a) *Generalidades.*- La escollera cumplirá lo indicado en esta sección y en la sección G.28. El contratista proporcionará y colocará la escollera hasta las líneas y el espesor indicado para proteger las pendientes, los canales, y estructuras en los lugares indicados en los planos y donde indique la Administración.

El contratista apilará cuidadosamente aproximadamente ____ toneladas de escollera en los lugares indicados en los planos ____. El material apilado cumplirá los requisitos de graduación de la escollera para espesores nominales de 91 centímetros (36 pulgadas).

El contratista también apilará cuidadosamente aproximadamente ____ toneladas de escollera en los lugares indicados en los planos ____. El material apilado cumplirá los requisitos de graduación de la escollera para espesores nominales de ____ centímetros.

*[Antes de que el contratista realice cualquier operación en la fuente de la escollera, el contratista entregará, para la aprobación del Ingeniero, sus planes de extracción en el préstamo y de transporte de los materiales al emplazamiento de la presa. Los planes tendrán el suficiente detalle como para cumplir completamente con esta sección y con la sección G.2.]

El contratista proporcionará a la Administración en el emplazamiento de la obra, sin coste para la Administración, las muestras de roca para ensayar que indique la Administración de los préstamos y de los materiales de roca llevados al emplazamiento de la presa.

Todos los materiales rocosos que no cumplan estas especificaciones, determinados por ensayos y/o inspecciones de las canteras o del emplazamiento de la presa, será rechazados. Todos los materiales rechazados deben de ser vertidos de forma adecuada y a costas del

*Borrar o modificar como sea necesario.

contratista.

(b) *Fuente de Escollera.*- La roca para la escollera puede obtenerse de una fuente aprobada.

Las muestras de roca de las fuentes de escollera, mostradas en los planos, tienen que ser ensayadas, y sus ensayos deben de dar resultados que muestren que tienen la calidad adecuada, y las fuentes deben de ser aprobadas. Los ensayos no se hacen para saber la dificultad relativa de obtener fragmentos de roca de los tamaños especificados. Los licitadores y el contratista son informados de que la roca de las fuentes mencionadas puede ser variable en calidad y cantidad; que sólo en los lugares elegidos producirán roca aceptable; que la cantidad de roca aceptable que puede obtenerse de esas fuentes es desconocida.

*[No se cobrará nada al contratista por los materiales extraídos de las fuentes de escollera mostradas en los planos, y usados en la obra recogida en estas especificaciones, o amontonada de acuerdo a la subsección (a).]

El contratista llegará a los acuerdos necesarios con los propietarios de los derechos de paso, y pagarán los costes, incluyendo cualquier derecho de suministrar los materiales de calidad y granulometría aprobadas de cualquier fuente aprobada.

La Administración se reserva el derecho de hacer inspecciones de las canteras y los emplazamientos de éstas. La aprobación de los fragmentos de roca, por parte de la Administración, de un emplazamiento de una cantera concreta no debe de tomarse como una aprobación de todos los fragmentos de roca extraídos de esa cantera, y el contratista será responsable de la calidad y la granulometría especificada de los fragmentos de roca llevados al emplazamiento de la presa.

(c) *Operaciones en la Cantera.*- El contratista limpiará, abrirá, desarrollará y operará las canteras; excavará y transportará los materiales rocosos; llevará a vertedero los materiales de desecho; construirá y mantendrá los caminos de acceso, y llevará a cabo todas las operaciones necesarias para producir materiales aceptables para la escollera. Las operaciones de la cantera deben de hacerse de acuerdo a la sección G.2.

La situación y la extensión de todas las canteras de la fuente de escollera y las operaciones en ellas, estarán sujetas a aprobación. La Administración se reserva el derecho de cambiar los límites o la localización de las canteras dentro de la fuente de escollera para poder obtener materiales adecuados.

El contratista debe llevar a cabo las operaciones de escarificado y llevar al vertedero los materiales de desecho de acuerdo a lo que apruebe la Administración.

Las detonaciones en la cantera deben de ser tan controladas como permita la distribución de las juntas de las canteras, los fragmentos de roca deben de cumplir la granulometría especificada aquí. Los procedimientos de detonación no satisfactorios no se permitirán.

El contratista extraerá la escollera de la fuente de forma que produzca suficientes fragmentos de roca duros, densos, durables y con una granulometría razonablemente buena para hacer la escollera, como se ha especificado aquí.

Los materiales para la escollera se seleccionarán de forma que contengan los fragmentos más angulosos, los más duros, densos y durables posibles del préstamo.

El método de clasificación y carga del material en la cantera será el que produzca la escollera de la máxima calidad posible y deben de estar sujetos a la aprobación de la Administración.

Los materiales rechazados se verterán en las zonas agotadas de préstamo de la escollera o en las zonas aprobadas adyacentes a las canteras.

Si el contratista decide usar el préstamo indicado en los planos, la situación de la cantera también deberá cumplir los siguientes

UDHCONECTA.COM

requisitos:

(1) La extracción de la escollera deberá comenzar en la zona señalada _____ con la excavación y perfilado necesario para que la pendiente se iguale a la pendiente cercana ____, y se procederá con pendientes aproximadamente similares de las existentes en la excavación de la carretera.

(2) Se ha eliminado una parte del recubrimiento y de la roca no válida que está sobre el préstamo para la escollera, y algo de la escollera. El contratista debe de eliminar el recubrimiento restante y la roca no válida según sea necesario. El recubrimiento y las rocas pequeñas deben de ser apiladas, si es necesario, y utilizadas para perfilar al final la zona excavada. El recubrimiento en exceso y la roca no válida debe de ser quitada y llevada a la zona de vertido en la fuente de la escollera, como se muestra en el plano ____.

(3) El área detrás de la cabecera del frente de avance no debe de ser estropeada o alterada.

(4) El suelo de la zona de la cantera debe de ser dejado aproximadamente a la misma altura que el de la zona adyacente, suavizado como se indica en (2), y adecuado para que drene.

(5) Debe de protegerse la capa de rodadura de la carretera adyacente y las estructuras. Todo el daño debido a las operaciones del contratista será reparado a su coste, y a satisfacción de la Administración.

(d) *Calidad.*- Los trozos de roca para escollera deben de cumplir los siguientes requisitos de calidad:

(1) Los fragmentos de roca individuales deben de ser densos, sólidos, resistentes a la abrasión; y deben de estar libres de grietas, vetas, y otros defectos que puedan tender a incrementar excesivamente su destrucción por la acción del agua y del hielo.

(2) Las muestras preparadas de acuerdo a los ensayos del *Concrete Manual* [2] del Bureau of Reclamation, deben de cumplir los siguientes requisitos cuando se ensayen con el procedimiento descrito adecuado mostrado en la tabla G-2.

Tabla G-2.- Requerimientos para designar ensayos especificados.

Designación de ensayo	Condiciones
USBR 4127 – Densidad específica y Absorción de áridos gruesos	Mayor de (2,60)*
USBR 4088 –Validez de los áridos usando Sulfato de sodio o Sulfato de magnesio	Pérdida de masa menos de (10 por ciento)* después de cinco ciclos.
USBR 4535 – Resistencia a degradación de gran-tamaño, áridos gruesos por abrasión e impacto en la máquina de Los Ángeles.	Pérdida de masa menos de (40 por ciento)* después de 500 revoluciones.

*Valor modificado para cada obra dependiendo del material disponible y de las consideraciones de diseño

(e) *Granulometría.*- La escollera debe de estar razonablemente bien graduada dentro de los límites mostrados en la tabla G-3.

Tabla G-3.- Condiciones de graduación de la escollera-tamaño de los trozos de roca*.

Espesor nominal de la escollera (cm)	Tamaño máximo (Kg)	Porcentaje en peso[1]				
		30 a 40%		60 a 70%		0 a 10%
		De Kg	a Kg	De Kg	a Kg	menos que[2] (Kg)
45,7*	227*	113,4	227*	6,8	113,4*	6,8*
60,9*	567*	283,9	567*	22,7	283,5*	22,7*
91,4*	2041*	1020,6	2041*	45,3	1020,6*	45,3*

*Modificar los valores expuestos en la tabla para cada trabajo dependiendo de la naturaleza del material disponible y de las consideraciones de diseño.
[1]Arena y polvo de roca deben ser menos del 5 %, en peso, del material total de la escollera.
[2]El porcentaje del material de este tamaño no excederá en cantidad el que llenará los huecos en la piedra más grande.

(f) *Colocación.*- La escollera no necesita ser compactada, pero debe de colocarse en las pendientes de forma que se asegure que los fragmentos de roca mayores están uniformemente distribuidos y los fragmentos de roca menores sirven para rellenar los espacios entre los trozos de roca mayores de forma que se formen unas capas de escollera bien entrelazadas, densamente colocadas y uniformes del espesor indicado. Solamente se requerirá la colocación a mano para asegurar que se obtienen los requisitos indicados anteriormente.

(g) *Medición y Abono.*- Los materiales para la escollera se pesarán en plataformas de pesado proporcionadas por el contratista a su coste. Las plataformas deben de estar aprobadas por la Administración y deben de ensayarse y sellarse, a coste del contratista, tantas veces como la Administración pueda considerar necesario para asegurar su precisión. Una báscula certificada por el Estado de _____ y compensada por el contratista debe de pesar todos los materiales que requieran pesarse, aquí indicados. Las básculas se colocarán en las proximidades de la obra en el emplazamiento de la misma. Hay que proporcionar a la Administración las copias certificadas de los tickets de pesada.

*[Cuando el contenido de agua de la escollera excede del 4 por ciento, en peso, del peso del material secado, según indique la Administración, el peso del material que debe de pagarse se determinará deduciendo el peso del agua en exceso del 4 por ciento].

La medición, para su abono, para proporcionar y colocar la escollera debe de hacerse del número de toneladas hasta las líneas, pendientes y espesores mostrados en los planos o indicados por la Administración, e incluirán los materiales de escollera apilados de acuerdo con la sección (a).

El abono para el suministro y colocación de la escollera se hará al precio unitario por toneladas indicado en el cuadro de precios, dicho precio unitario incluirá el coste de todas las operaciones necesarias para suministrar, producir, y colocar la escollera como se ha especificado en esta sección; el coste de suministro, ensayo, y el sellado de las básculas; y todos los costes indicados en la sección G.28.

D. CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES Y GALERÍAS[44]

G.44. [67]*Construcción de Túneles. General.*

La construcción de túneles, como se usa en estas especificaciones, incluye la excavación de los túneles con los métodos adecuados y otros trabajos relativos a los desagües entre la sección _____ y ____ incluyendo la cámara de las compuertas.

La colocación del recubrimiento de hormigón del túnel y la cámara de compuertas debe de hacerse de acuerdo a la sección G.54.

Se puede mover la situación de los portales de acceso a los túneles, según indique la Administración, para adecuarse a las condiciones encontradas durante las excavaciones. Si las entradas a los túneles se mueven, todas las secciones y elevaciones de las estructuras del portal y los límites de la construcción del túnel se cambiarán adecuadamente.

La construcción del túnel se hará de acuerdo a las secciones aplicables de estas especificaciones, y el pago de las diversas unidades de obra de los trabajos necesarios se hará a los precios unitarios aplicables del cuadro de precios, excepto para la protección con hormigón proyectado de los túneles, el suministro y colocación de soportes del túnel, el suministro y colocación de placas de soporte para los soportes de los túneles, el suministro e instalación de soporte del túnel de malla metálica y el suministro y colocación de fijaciones de expansión para la malla metálica, para las cuales el pago se hará según los

[67]Aplicable a los túneles, galerías, cámara de compuertas, y otras construcciones subterráneas de los aliviaderos, desagües, y obras de desvío. Deben de revisarse las palabras del texto dependiendo de la construcción real.

UDHCONECTA.COM

precios fijos indicados en el cuadro de precios y de acuerdo a las secciones G.47, G.50 y G.51.

Hay que colocar soportes en los túneles cuando las condiciones así lo requieran. Los tipos de soportes aprobados se muestran en los planos.

Cuando las condiciones del túnel permitan el uso exclusivo de pernos de anclaje de roca, con o sin malla metálica, la Administración aprobará su uso. Los pernos de anclaje y la malla metálica de soporte deben de ser suministradas e instaladas de acuerdo a las indicaciones de las secciones G.50 y G.51, respectivamente, y deben de abonarse a los precios unitarios fijos indicados aquí.

Los pernos de anclaje en la roca, las placas de carga y la malla metálica usados junto a los sistemas de soporte del túnel, o usados en las cámaras de compuertas entre la sección ___ y la _____, como se describirá más adelante en esta sección, no se incluirán en las mediciones para el pago. Las mediciones, para su abono, del suministro e instalación de los sistemas de soporte de los túneles no incluirán los tramos del túnel soportados exclusivamente con pernos de anclaje en la roca, con o sin malla metálica.

Cuando las condiciones del terreno en los túneles sean tales que requieran el uso de un sistema de soporte, diferente a los pernos de anclaje en roca y las mallas metálicas, el contratista puede elegir entre los siguientes:

(1) Un sistema de soporte de hormigón proyectado como se describe en la sección G.52.

(2) Un sistema de soporte con estructura de acero como se describe en la sección G.48.

(3) Una combinación aprobada de esos sistemas de soporte, con o sin pernos de anclaje en las rocas y mallas metálicas.

Todos los soportes deben de instalarse fuera de las líneas "A".

Independientemente del sistema de soporte usado, el abono por el suministro e instalación de los sistemas de soporte se hará por metro lineal de la longitud real del túnel soportado como apruebe la Administración: Teniendo en cuenta que, el pago del suministro e instalación del sistema de soporte del túnel para los desagües y la cámara de compuertas entre las secciones _____ y _____ se hará al precio alzado indicado en la oferta.

Cuando se use hormigón gunitado como soporte del túnel, la medición, para su abono por metro lineal por el suministro e instalación de los sistemas de soporte se hará por la longitud real del túnel soportado con el hormigón proyectado.

Cuando se use acero estructural para hacer el soporte del túnel, la medición, para su abono, del suministro e instalación del sistema de soporte del túnel en cada tramo soportado de túnel será la distancia entre el final de los soportes más 0,90 cm (3 pies). Los tramos de túnel con un soporte aprobado de acero estructural situados a 1,8 metros (6 pies) de los centros o menos se considerarán como soporte de los tramos de los túneles a efectos de abono.

El abono por el suministro y la instalación del sistema de soporte de los túneles se hará:

(1) Al precio aplicable por metro lineal ofertado en el cuadro de precios para el suministro e instalación del sistema de soporte del túnel para los desagües entre las secciones ____ y _____, y para el suministro e instalación del sistema de soporte del túnel para los desagües entre la sección ___ y la _____.

(2) A partida alzada del cuadro de precios para el suministro e instalación del sistema de soporte del túnel para la cámara de compuertas entre la sección ___ y ____, dicha partida alzada se pagará aunque los soportes no se necesiten.

Los precios del cuadro de precios ofertado deben de incluir los costes de suministro de todos los materiales, incluyendo el cemento, y el gunitado para el soporte del túnel; o el suministro y colocación de los sistemas combinados de soporte aprobados. No se hará ningún pago adicional por los pernos de anclaje en la roca, placas de carga, o mallas metálicas , instaladas en los tramos del túnel cuyo pago por el suministro e instalación de los sistemas de soporte se hace por metro lineal o por partida alzada.

No se hará ningún pago adicional por la protección con hormigón gunitado de las superficies excavadas en el túnel en las zonas de soporte con hormigón gunitado, a menos que esa protección sea específicamente indicada por la Administración de acuerdo con la sección G.47.

Las dimensiones necesarias de las secciones del túnel variarán como se indica en los planos. No se realizará ningún pago adicional por los sistemas de soporte por las variaciones en la cantidad de soportes necesarios en estas secciones.

Nada incluido en estas especificaciones deben de evitar que el contratista, asumiendo el coste, no coloque los soportes temporales necesarios que considere oportunos, o use más pernos de anclaje en la roca, soportes de acero más grandes, o espesores de hormigón gunitado mayores de los aprobados por la Administración. Nada en estas especificaciones debe de interpretarse como liberatorio de la responsabilidad única del contratista de la seguridad de los túneles o de la responsabilidad de los daños o muertes de personas o daños a propiedades.

G.45. Drenaje, iluminación y Ventilación del Túnel durante la Construcción.

El contratista drenará el agua del túnel por gravedad o con un bombeo según sea necesario para conseguir las condiciones de trabajo adecuadas. Se pueden encontrar cursos importantes de agua. Si se encuentran cursos importantes de agua, el contratista puede sellar el túnel para evitar que entre el agua y así disminuir la cantidad de agua que se drene o bombee: Teniendo en cuenta que, el coste de perforar los taladros para inyectar y las inyecciones de lechada será a cargo del contratista.

El contratista iluminará y ventilará adecuadamente el túnel durante la construcción.

El contratista proporcionará la mano de obra y los materiales para hacer los encofrados y otras instalaciones temporales, según sea necesario, para lograr las condiciones de trabajo adecuadas.

El coste de todos los trabajos descritos en esta sección se incluirán en el cuadro de precios de la oferta para otras unidades de obra.

G.46. Excavación del Túnel.

(a) *Generalidades.*- El túnel y la cámara de compuertas se excavarán hasta las líneas, pendientes y dimensiones que se muestran en los planos o indique la Administración. No se permitirán variaciones en la alineación o pendientes en el túnel, exceptuando las tolerancias permitidas en la sección G.85.

Las dimensiones generales, elementos, y detalles de las secciones típicas se muestran en los planos. La Administración no indica que la excavación se pueda hacer hasta las líneas "B" en todos los casos de excavación de túneles; sin embargo, el pago de la excavación se hará hasta la línea "B" en todos los casos, y la excavación adicional por fuera de la línea "B" se hará a expensas del contratista, independientemente de la causa por la que haya que sobreexcavar.

El túnel se construirá de forma que se permita la inspección de las formaciones de roca penetradas. Cuando se excaven ± 30 metros (100 pies) de túnel, cuando lo indique la Administración, pero no más de eso semanalmente, deben de limpiarse las superficies excavadas del polvo y las rocas sueltas, para poder observar la naturaleza y condición de la roca natural por parte de la Administración. Teniendo en cuenta que, la limpieza no será necesaria en las superficies que necesiten de gunitado para su protección. La limpieza se hará con la mínima cantidad de

UDHCONECTA.COM

agua que pueda usarse para limpiar las superficies excavadas para su adecuada inspección.

Todas las superficies finales excavadas del túnel que están sujetas al deterioro por la acción del aire, deben de protegerse durante la hora siguiente de exposición con una capa protectora de hormigón gunitado como se indica en la sección G.47.

Cuando se necesiten soportes para soportar el techo y los laterales de la excavación del túnel, deben de ser suministrados e instalados de acuerdo con las secciones G.44, G.48, G.50. G.51 y G.52.

Los materiales excavados se eliminarán de acuerdo a lo indicado en la sección G.27.

(b) *Definiciones de las Líneas "A" y "B".*- Las líneas "A" mostradas en las secciones tipo de los planos son líneas dentro de las cuales no se permite ningún tipo de material sin excavar, vigas, metal, hormigón proyectado, u otros soportes. Las líneas "B" mostradas en las secciones tipo de los planos son los límites exteriores hasta los cuales se medirá la excavación, para abono. La medición, para su abono, se hará en todos los casos hasta las líneas "B" independientemente si los límites reales de la excavación están dentro o fuera de las líneas "B".

(c) *Situación de las Líneas "A" y "B".*- La situación de las líneas "A" y "B" de la sección tipo del túnel se muestran en los planos. Las líneas "B" en los tramos soportados sólo por pernos de anclaje son las mismas que las líneas "B" de los tramos sin soporte,

(d) *Requisitos Diversos.*- El contratista realizará sus operaciones con todas las precauciones posibles para evitar que se caiga el material por debajo de las líneas "B". Todos los taladros y voladuras se realizarán con gran cuidado. Cualquier daño o desplazamiento de los soportes de los túneles y cualquier daño a otra parte de la obra causado por una voladura u otras operaciones del contratista debe de ser reparado a sus expensas por el contratista de forma adecuada, exceptuando lo indicado en la sección G.50(c) para los pernos de anclaje a menos de 1,5 metros (5 pies) de las cabezas.

La excavación en la clave de una sección sin soporte y el perno de anclaje en roca o el hormigón gunitado de una sección con soporte, debe de ser lo suficiente para que quepa la tubería de hormigón entre los encofrados o refuerzos y las superficies excavadas o gunitadas. La excavación de la clave de una sección de un túnel soportado por estructura de acero será la suficiente para permitir la colocación de los soportes superiores de la estructura de acero para la tubería de hormigón como se muestra en los planos. No se hará ningún pago adicional por la excavación en la clave que esté fuera de la línea "B" y se hace para tener espacio suficiente para la tubería de hormigón y la colocación de la estructura de soporte de la clave.

Inmediatamente después de la excavación en las secciones sin soporte, como se indique, debe de eliminarse todo el material suelto dentro o fuera de las líneas "B", que en opinión de la Administración pueda caerse.

El material suelto del suelo del túnel debe de quitarse de acuerdo con la sección G.53. Todo el material que esté dentro de las líneas "A" debe de quitarse de acuerdo con la sección G.53.

(e) *Medición y Abono.*- La medición, para su abono, de la excavación del túnel, que incluirá la excavación de la cámara de compuertas, se limitará a las dimensiones de la sección especificadas en los planos, y se hará a lo largo del eje del túnel sólo en los tramos a medida que se excavan con los métodos de tunelado.

El pago de la excavación del túnel se hará al precio unitario por metro cúbico indicado en el cuadro de precios, dicho precio unitario incluirá todos los costes de excavación; transporte y vertido de los materiales excavados; el lavado de las superficies excavadas para limpiar el polvo y las rocas sueltas; y mantener la excavación en condiciones satisfactorias hasta que se coloque el recubrimiento. No se hará ningún abono adicional sobre el precio unitario del cuadro de precios de la oferta por motivo del tipo, naturaleza o condición de ningún tipo de material que se encuentre.

G.47. Capa de Protección de Hormigón Proyectado.

(a) *Generalidades.*- Se aplicará un gunitado de hormigón que cumpla los requisitos de esta sección al finalizar la excavación del túnel y la cámara de compuertas, sobre sus superficies según sea indicado.

El hormigón gunitado consistirá en una mezcla de cemento, arena y agua aplicada a presión. El gunitado puede aplicarse con una mezcla seca o húmeda.

La capa de protección de gunitado se aplicará, si existen, sólo en las partes de las superficies excavadas que estén sujetas al deterioro por la acción del aire y serán designadas para ser cubiertas por el hormigón proyectado, según indique la Administración. Las superficies finales excavadas se protegerán durante la hora siguiente después de su exposición. Las superficies finales expuestas deben de mantenerse húmedas en todo momento para evitar la evaporación de la humedad natural del material y protegerlas de la congelación.

Debe de retirarse todo el material suelto de las superficies excavadas por los métodos aprobados por la Administración, la eliminación se hará de forma que no se alteren las superficies que van a recibir el hormigón. Cualquier superficie, que en opinión de la Administración, esté suelta o dañada debe de ser eliminada hasta una profundidad suficiente hasta proporcionar una base suficientemente adecuada para recibir el gunitado. Se permitirán capas de protección temporales, a expensas del contratista, y aprobadas por la Administración, si son necesarias, antes de aplicar el hormigón gunitado. Cualquier capa de protección dañada antes de aplicar el hormigón gunitado debe de ser eliminada y reemplazada o reparada a expensas del contratista. La capa de hormigón proyectado no debe de ser menor de 1,2 centímetros (1/2 pulgada) de espesor.

El hormigón gunitado debe de curarse manteniendo una humedad relativa del 80 por ciento o mayor en la superficie de la gunita, durante un periodo de 7 días. Si el nivel de la humedad relativa natural en el túnel disminuye del 80 por ciento, el contratista deberá mantener el nivel especificado rociando con agua u otros medios aprobados.

(b) *Materiales.*- El cemento, la arena y el agua deben de cumplir las secciones G.75, G.77 y G.78.

(c) *Composición.*- El hormigón gunitado debe de ser mezclado en proporciones de 1 parte de cemento y 4 partes (en peso) de arena seca. El cemento del hormigón gunitado se mide en sacos completos o pesándolo y la cantidad de arena se mide pesándola. Un saco de cemento se considera que tiene un peso de 43 Kg. La arena y el cemento deben de mezclarse meticulosamente antes de introducirlos en el bombeo. Si se usa un proceso de mezclado seco, el porcentaje de de humedad en la superficie (libre) de la arena, en cada lote, debe de estar entre el 3 y el 6 por ciento (en peso) y debe de controlarse que se mantenga en dicho rango para mantener una alimentación uniforme y evitar la obturación del bombeo, la manguera o la boquilla. La maquina de bombeo y su manejo debe de estar aprobada por la Administración. La cantidad de agua usada debe de ser tal que se produzca un hormigón para gunitar de suficiente consistencia, calidad, y uniformidad que se compacte y adhiera contra la superficie que se va a gunitar, con una cantidad mínima de rechazo.

(d) *Aplicación.*- Todo el hormigón proyectado debe de aplicarse en presencia de un inspector autorizado debidamente formado. El personal que proyecta el hormigón debe de demostrar, a satisfacción de la Administración, su capacidad para aplicar adecuadamente hormigón gunitado antes de hacerlo en la obra.

UDHCONECTA.COM

Debe de tenerse cuidado de evitar la formación de bolsas de arena en el hormigón proyectado, si se forman esas bolsas de arena, deben de retirarse y reemplazarse con hormigón gunitado adecuado a coste del contratista. No se permitirá el uso del hormigón rechazado, el hormigón rechazado se debe de retirar y eliminar como indique la Administración.

(e) *Mediciones y Abono.*- La medición, para su abono, del hormigón gunitado para capas de protección se hará por metro cuadrado terminado de superficie del túnel y de la cámara de compuertas que han sido gunitadas, como sea indicado, en el área neta medida en la línea "B" mostrada en los planos. El pago de la capa de protección de hormigón gunitado se hará al precio unitario fijo, por metro cuadrado indicado en el cuadro de precios de la oferta. Dicho precio unitario incluirá los costes de suministro de material y aplicar la capa de hormigón proyectado. No se pagará nada adicional por el cemento usado en el hormigón gunitado.

G.48. Sistema de Estructura de Acero como Soporte del Túnel.

(a) *Generalidades.*- Cuando se usa una estructura de acero como soporte del techo y paredes del túnel y de la cámara de compuertas, deben de instalarse como se muestra en los planos, como se indica en esta sección y como apruebe la Administración.

Los tipos y diseños de soportes con estructuras de acero son responsabilidad de la Administración. Los tipos de soporte de costilla de acero se muestran en los planos. Estos tipos pueden ser modificados por el contratista, sujeto a la aprobación de la Administración. El tamaño, peso, detalles varios y espaciado de los soportes, también deben de estar sujetos a la aprobación de la Administración. La distancia libre ente flancos de los soportes instalados no debe de ser menor de 30,5 centímetros (12 pulgadas).

Los soportes de acero estructural, encofrados de acero, refuerzos y otros elementos estructurales aprobados deben de ser completados con pernos, tuercas, arandelas, chapas, engranajes y otros accesorios necesarios para instalar los soportes.

(b) *Instalación.*- Los soportes de acero deben de instalarse hasta las líneas y pendientes adecuadas, y ser mantenidos por el contratista en las adecuadas condiciones hasta que se coloca la capa de hormigón.

Los soportes de acero estructural deben de instalarse tan cerca del frente de avance del túnel como sea posible mantenerlos sin dañarlos.

Los soportes instalados incorrectamente deben de corregirse por el contratista en las siguientes 48 horas después de que se avise de su incorrecta instalación. En las secciones soportadas, el contratista deberá apuntalar los soportes con extensores y con un mínimo posible de moldes y cuñas como se indica en la sección G.49.

El contratista puede, para facilitar sus operaciones, colocar soportes estructurales de acero a una distancia mayor de la superficie interior de la capa de hormigón que se muestra en los planos o indicada por la Administración: Teniendo en cuenta que, cualquier incremento en la cantidad del soporte de acero y cualquier excavación y gunitado fuera de la líneas "B" mostradas en los planos o descritas en la sección G.46 se harán a coste del contratista.

Cuando sea necesario colocar refuerzos en la estructura de acero se colocarán como indique o apruebe la Administración.

(c) *Medición y Abono.*- La medición, para su abono, de suministro y colocación de los soportes estructurales del túnel se hará por el número de kilogramos reales colocados. La medición de cada tramo soportado del túnel será la distancia entre los finales de los soportes más 90 cm (3 pies). Los tramos del túnel con soportes estructurales aprobados situados a 1,80 metros (6 pies) de los centros o menos se considerarán, para su abono, como tramos soportados del túnel.

El pago por el suministro y colocación de los soportes estructurales de acero en el túnel se hará al precio unitario por kilogramo incluido en el cuadro de precios, dicho precio unitario incluirá los costes de suministro y colócación de todos los materiales. No se hará un abono adicional por pernos de anclaje en la roca, placas de carga o malla de acero instalada en los tramos del túnel para soportes de acero estructurales que se usen.

G.49. Cuñas de Calzo, Apuntalamientos y Extensores.

(a) *Generalidades.*- Las dimensiones y cantidades de las cuñas de calzo, puntales, extensores, cuñas, tableros de encofradono se muestran en todos los planos, pero (en todos los casos) pueden ser necesarios para llevar a cabo su función y para seguridad. Los materiales usados para cuñas de calzo, apuntalamientos y extensores, pueden ser, según decida el contratista, de madera, acero u hormigón. Toda la madera debe de estar bien seca, sana y de sección rectangular. Todos los puntales deben de ser de acero u hormigón prefabricado aprobado.

Todos los tableros de encofrado de madera, cuñas de madera y extensores de madera deben de retirarse antes de colocar la capa de hormigón de acuerdo a la sección G.53.

(b) *Colocación de los Puntales y tableros.*- Exceptuando una autorización para casos específicos, los puntales y los tableros de encofrado deben de colocarse formando un encofrado abierto que permita el flujo del hormigón a través y alrededor de los puntales y de los tableros, de forma que la capa de hormigón esté en contacto con al menos la mitad de la superficie excavada unido por los ejes de los soportes de acero adyacentes y dos líneas longitudinales distanciadas 1,5 metros (5 pies)

(c) *Costes.*- No se hará ningún pago adicional por el suministro, la colocación y la retirada de los tableros, las cuñas y los extensores; y los costes deben de estar incluidos en los precios del cuadro de precios para otras unidades de obra. No se hará ningún pago adicional por el suministro y colocación de las cuñas de calzo y los puntales, y por lo tanto su coste debe de estar incluido en los precios del cuadro de precios para otras unidades de obra.

G.50. Anclajes en la Roca para Soporte en Túneles.

(a) *Generalidades.*- Cuando se usan anclajes en roca como soporte de las paredes y el techo del túnel y la cámara de compuertas, deben de ser anclajes de expansión con rosca en ambos extremos, anclajes de expansión con un lado fijo y rosca en el otro o del tipo ranura y cuña. Los anclajes en la roca deben de instalarse como se muestra en los planos, como se indica en esta sección y como apruebe la Administración.

Los anclajes en roca deben de suministrarse con todos sus accesorios, incluyendo las placas de soporte, elementos de anclaje, arandelas biseladas, arandelas, tuercas, productos para prevenir la corrosión, lubricantes y otros materiales necesarios para la instalación de los anclajes en la roca. La longitud mínima de los anclajes debe de ser de 1,8 metros (6 pies).

Los anclajes de roca y accesorios elegidos por el contratista estarán sujetos a la aprobación de la Administración, quién dará su aprobación después de que se compruebe que el anclaje instalado es capaz de cumplir su función en la roca existente. Si, durante el progreso del trabajo cambian las condiciones de la roca hasta tal punto que la instalación no sea adecuada ningún tipo de anclaje en la roca o accesorio, el contratista cambiará el tipo hasta lograr el resultado deseado.

Deben de remitirse dos copias del manual de instalación a la Oficina Técnica para su uso en la obra.

(b) *Materiales*:

(1) *Pernos:*

a. Anclajes de expansión.- Los pernos deben de tener un diámetro nominal no menor de 1,9

UDHCONECTA.COM

centímetros (3/4 pulgadas) y deben de ser del tipo con rosca en ambos extremos, o un extremo fijo y el otro con rosca. Los extremos con rosca de los pernos deben de tener un tramo de rosca de al menos 20 centímetros (8 pulgadas). Los pernos deben de ser de acero de acuerdo a la nomenclatura ASTM: A 306, Grado 80.

b. Tipo ranura y cuña.- Los pernos no deben de tener un diámetro menor de 2,5 centímetros (1 pulgada), con ranura en un extremo y un tramo de rosca de al menos 20 centímetros (8 pulgadas) en el otro extremo; y deben de ser de acero de acuerdo a la nomenclatura ASTM: A 306, Grado 60. Las ranuras deben de tener al menos 2,54 centímetros (1 pulgada) de ancho y 15, 2 centímetros (6 pulgadas) de largo.

(2) *Anclajes*:

a. Los sujecuiones de los pernos con anclajes de expansión deben de ser de hierro maleable de acuerdo a la nomenclatura ASTM: A 47, Grado 32510; o hierro forjado con un contenido máximo de sulfuro de 0,23 por ciento.

b. Las cuñas de acero de los anclajes de tipo ranura y cuña tendrán una longitud aproximada de 12,7 centímetros (5 pulgadas) y deben de reducirse de 0,16 centímetros (1/16 pulgadas) por 1,9 centímetros (¾ pulgada) hasta 1,9 por 1,9 centímetros (¾ por ¾ de pulgada); deberán de estar fabricados con acero que cumpla la denominación ASTM: A 306, o de acero maleable de acuerdo con la nomenclatura ASTM: A 47, Grado 32510.

(3) *Placas de Soporte*.- Las placas de soporte serán planas de 2,5 centímetros (3/8 pulgada) con una superficie mínima de 232 cm^2 (36 pulgadas cuadradas) en cada anclaje, o si se aprueba, se puede usar una sección en U de acero u otra forma estructural aprobada.

(4) *Arandelas y Tuercas*.- Las arandelas biseladas deben de ser de acero o hierro maleable. Las arandelas de la maquinaria deben de ser de acero endurecido. Todas las tuercas deben de ser hexagonales para maquinaria pesada.

(5) *Recubrimiento Anticorrosión*.- Las cabezas de los pernos y las arandelas deben de ser recubiertas en fábrica con una capa anti-corrosión. Esta capa debe de cumplir las especificaciones Militares, MIL-C-16173D, Grado 1.

(6) *Lubricantes*.- El lubricante de las cabezas debe de ser de base de disulfuro del molibdeno, como el Molykote "G", fabricado por la empresa Alpha-Molykote, 65 Harvard Avenue, Stamford, Connecticut o similar.

(c) *Instalación*.- La instalación de los pernos en roca debe de hacerse a continuación del avance de la cabeza. Los pernos deben de estar hasta 1,5 metros (5 pies) de la cara de avance después de cada explosión. Cada instalación debe de ser completada en las 6 horas siguientes después de la detonación.

Los agujeros para los pernos en la roca, excepto los indicados por la Administración, deben de taladrarse hasta la cara de la roca. El diámetro de los agujeros y la instalación de los pernos deben de estar de acuerdo a las instrucciones del fabricante a no ser que se indique lo contrario. La longitud de los pernos de la roca en cada sitio debe de ser aprobada por la Administración, y la profundidad del agujero debe de ser la adecuada para la longitud del perno que se va a instalar.

Los equipos y los métodos usados para taladrar los agujeros, para sujetar y apretar el perno de anclaje en el agujero de la roca, y para apretar y tensar el anclaje hasta la tensión necesaria deben de estar sujetos a la aprobación de la Administración.

Los pernos deben de instalarse con placas de soporte planas, o si se aprueba, con una hendidura de acero estructural en la que se conectan uno o más pernos. Las arandelas biseladas, donde se necesite, deben de colocarse entre las placas de soporte y arandelas para asegurar un reparto uniforme entre la tuerca o la cabeza del perno y la arandela biselada, y hay que recubrir ambas caras con lubricante.

Hay que limpiar cada agujero de los restos del taladro, sedimentos, y escombros antes de insertar los pernos. Todas las cabezas de los pernos de anclaje en roca deben de estar sin óxido, salientes y cualquier otro material extraño. Inmediatamente antes de la instalación de los anclajes en la roca, hay que limpiar el material anti-corrosión sobrante de las cabezas de los pernos y después hay que aplicar una capa de lubricante en las cabezas. Donde se use un perno de roca del tipo ranura y cuña, hay que cubrir las arandelas con los lubricantes justo antes de insertarlo en el agujero para el perno.

Cada perno de la roca debe de ser apretado con un par controlado, de forma que su tensión esté entre el 60 y el 80 por ciento del punto de rotura basado en el área neta del perno, excepto en los casos en los que indique la Administración en los que se puede aplicar una tensión menor. El par necesario para producir la tensión necesaria en los pernos la indicará la Administración a partir de ensayos "in situ". Se comprobará periódicamente el par necesario con una llave inglesa aprobada.

El contratista comprobará y apretará más donde sea necesario, a intervalos periódicos según indique la Administración, los pernos de la roca hasta el par necesario hasta que se finalice la capa de hormigón o el trabajo indicado en estas especificaciones.

Si un anclaje se ha dañado a 1,5 metros (5 pies) o más de la cabeza o sea inefectivo debido a las denotaciones, debe de repararse el daño, y si es necesario, instalar pernos adicionales para reemplazar los dañados o ineficaces, a coste del contratista. Si la Administración aprueba la instalación de pernos a menos de 1,5 metros (5 pies) de distancia entre las cabezas y estos son dañados por una detonación, se abonará la reparación de los pernos dañados y los pernos adicionales necesarios para reemplazar los dañados o los ineficaces al precio fijo por metro lineal de perno instalado indicado en el cuadro de precios para el suministro e instalación de pernos para anclaje en roca como soporte de túneles.

(d) *Medición y Abono*.- La medición, para su abono, del suministro e instalación de los pernos en la roca para soporte del túnel, se hará por la longitud de los pernos aprobados para su instalación en el túnel y en la cámara de compuertas, pero no incluirán los pernos usados en combinación con los sistemas de soporte indicados en la sección G.44. El abono del suministro e instalación de los pernos de anclaje en la roca para soporte del túnel se hará al precio unitario fijo por metro lineal indicado en el cuadro de precios. El precio unitario incluirá el coste de taladrar los agujeros, el suministro y la completa instalación de los pernos con todos los accesorios, exceptuando las placas de soporte; la comprobación y reapretado de los pernos donde fuese necesario; y los trabajos necesarios para completar la instalación según se indica en esta sección.

La medición, para su abono, del suministro e instalación de las placas de soporte para los pernos de anclaje en roca se hará según el peso de las placas de soporte planas y otros elementos estructurales de acero aprobados para su instalación en coordinación con los pernos de anclaje para soporte del túnel, pero no incluirá los soportes usados en combinación con los sistemas de soporte de túneles indicados en la sección G.44.

El abono del suministro e instalación de las placas de soporte de los pernos de anclaje para el soporte de los túneles se hará al precio unitario fijo por kilogramo indicado en el cuadro de precios.

G.51. Mallas Metálicas para Soporte de los Túneles.

(a) *Generalidades*.- Las mallas metálicas se suministrarán y se instalarán contra las superficies de roca excavadas como parte del sistema de soporte de los techos o las paredes de los túneles y la cámara de compuertas donde la Administración lo apruebe.

(b) *Materiales*:

UDHCONECTA.COM

(1) *Malla de Acero* – Especificación federal RR-F-00191E, Clase 1, Con Recubrimiento A, malla de 5 centímetros (2 pulgadas), calibre N° 9 (alambre recubierto de 0,38 milímetros de diámetro (0,148 pulgadas))

(2) *Pernos Intermedios de Expansión y Tuercas.*- Los pernos de expansión para sujetar la malla en puntos intermedios entre los pernos de roca deben de ser de 45,7 centímetros (18 pulgadas) de largo, y deben de cumplir lo indicado en la subsección G.50(b). Las tuercas deben de ser hexagonales para maquinaria pesada.

(3) *Placas de Soporte.*- Las placas de soporte para sujetar la malla en los pernos intermedios de expansión serán planas de acero de al menos 10 por 10 por 0,6 centímetros (4 por 4 por ¼ pulgadas).

(c) *Instalación.*- Cuando las condiciones de la roca exijan una malla metálica, ésta debe de colocarse al mismo tiempo que los pernos. La malla debe de colocarse entre la superficie de la roca y las placas de soporte.

Cuando las condiciones lo justifiquen y lo apruebe la Administración, la malla se colocará una vez instalados completamente los pernos. La malla metálica colocada sobre los pernos de anclaje en roca puede ser sujetada a la superficie de la roca usando pernos de expansión intermedios u otros medios aprobados por la Administración.

El contratista solapará los tramos de malla metálica un mínimo de 15 centímetros (6 pulgadas) donde sea posible: Teniendo en cuenta que, en los sitios en donde sea imposible mantener un solape de 15 centímetros (6 pulgadas), como indica la Administración, el contratista podrá extender los solapes en lugar de cortarlos a lo largo de líneas regulares.

La distribución final de la malla y sus solapes quedará sujeta a la aprobación de la Administración.

Donde se apruebe, se instalarán pernos intermedios de expansión para sujetar la malla metálica a la roca. Los pernos intermedios de expansión se instalarán de forma que la malla metálica esté sujeta de forma segura entre la superficie de la roca y las placas de soporte.

(d) *Medición y Abono.*- La medición, para su abono, del suministro y colocación de la malla metálica para el soporte del túnel se hará por el número de metros cuadrados realmente instalados como soporte del túnel y de la cámara de compuertas, incluyendo los solapes en las juntas.

El abono del suministro y colocación de la malla metálica para soporte del túnel se hará al precio unitario fijo por metro cuadrado del cuadro de precios. El precio unitario incluirá los costes de suministro e instalación de la malla metálica completamente con todos sus accesorios, excepto el pago de los pernos de expansión intermedios y las placas de soporte, que se pagarán al precio fijo indicado en el cuadro de precios. Este precio fijo incluirá el coste del taladro de los agujeros, el suministro e instalación de las placas de soporte, tuercas y todos los accesorios.

G.52. Soporte del Túnel con Hormigón Proyectado.

(a) *Generalidades.*- Donde se use hormigón gunitado como sistema de soporte para el techo y las paredes del túnel y de la cámara de compuertas, éste debe de ser suministrado y colocado como se muestra en los planos, como se indica en esta sección y como apruebe la Administración.

El hormigón gunitado se define como "el hormigón transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre una superficie, compactándose con la fuerza el impacto sobre la superficie."

El hormigón gunitado para soporte del túnel que se aplique bajo estas especificaciones debe de ser una mezcla de cemento, arena, árido grueso, agua y un acelerador de endurecimiento añadido a la mezcla. El árido grueso debe de ser de 0,95 centímetros (3/8 de pulgada) en su dimensión máxima.

El hormigón gunitado debe de aplicarse mediante el proceso de proyectado conocido como proceso seco, que consiste en mezclar cuidadosamente los materiales sólidos, introducir esos materiales en un alimentador mecánico especial o en una pistola, moviendo los materiales con aire comprimido hasta una boquilla especial, donde se añade el agua y se mezcla íntimamente con los otros ingredientes, y la mezcla se proyecta desde la boquilla a gran velocidad hasta la superficie que va a recibir el hormigón gunitado.

Cuando el hormigón gunitado se usa para soportar el techo y las paredes de un túnel, se aplicará a todas las superficies excepto en los últimos 70 grados del arco de la parte inferior del túnel.

El espesor del gunitado debe de ser el que soporte adecuadamente el túnel, pero en ningún caso debe de ser menor de 5 centímetros (2 pulgadas).

Para minimizar el movimiento del material de alrededor, el hormigón gunitado para soporte de túneles debe de ser aplicado lo antes posible y tan cerca como sea posible a la cabeza de avance.

Una capa inicial de gunitado se aplicará en los 180 grados del arco superior de la sección del túnel. La capa inicial de hormigón gunitado debe de aplicarse en cada avance de la cabeza y durante o inmediatamente después de la limpieza de la suciedad del túnel. La capa inicial de gunitado se aplicará en los 30 centímetros (12 pulgadas) de la cara excavada o cabeza del túnel. En ningún caso se retrasará la aplicación inicial del gunitado más de 4 horas después de la detonación para avanzar la cabeza.

La colocación del sistema de soporte del túnel con gunitado a las dimensiones necesarias y el espesor adecuado debe de completarse en las 48 horas siguientes a la excavación.

El contratista garantizará la seguridad en las zonas en donde se aplique el gunitado, incluyendo la protección contra el polvo, de forma adecuada para la Administración. El sodio y/o el hidróxido de potasio, y posiblemente otros compuestos químicos contenidos en los aditivos para acelerar y endurecer el hormigón son moderadamente tóxicos y, si se usan en el gunitado, pueden producir irritaciones en la piel o en el sistema respiratorio, a no ser que se tomen las medidas de seguridad adecuadas. Para asegurar la adecuada protección contra los materiales tóxicos, el personal que aplica el gunitado y sus ayudantes, cuando apliquen hormigón gunitado que contenga aditivos para acelerar y endurecer el hormigón, deberán llevar una capucha protectora con aire filtrado libre del posible material tóxico, además de los guantes y la ropa protectora.

Cualquier derecho de autor u otros cargos por los equipos y materiales elegidos y usados por el contratista para el uso al aplicar el hormigón serán abonados por éste.

(b) *Materiales*:

(1) *Cemento.*- El cemento será del tipo _____(bajo en álcalis) de acuerdo a la sección G.75.

(2) *Arena y Árido grueso.*- La arena y el árido de 0,95 centímetros (3/8 de pulgada) de dimensión máxima deben de cumplir con las secciones G.78 y G.79, exceptuando que la cantidad de material que pasa por el tamiz No.100 puede incrementarse hasta el 14 por ciento: Teniendo en cuenta, que se puede permitir una cantidad de material que pase por el tamiz No 100 mayor del 14 por ciento si se necesita para proporcionar una trabajabilidad adicional y cualidades de adherencia al gunitado: Teniendo además en cuenta, que el incremento en la cantidad no afecta negativamente a la calidad y resistencia del hormigón gunitado "in situ". Si se van a añadir material fino a la arena, debe de ser mezclado adecuadamente con la arena. El contratista puede cribar los áridos gruesos de 0,95 centímetros (3/8 pulgadas) para eliminar el exceso de material de mas de 0,95 centímetros (3/8 de pulgada).

UDHCONECTA.COM

(3) *Aditivos.*- El hormigón gunitado puede contener un aditivo acelerador-endurecedor en polvo en la mezcla. No se permitirá el uso de cloruro cálcico en el gunitado, y el aditivo acelerador-endurecedor no contendrá cloruro cálcico. La marca y la cantidad del aditivo acelerador-endurecedor usada serán de responsabilidad del contratista, y debe de ser la adecuada para cumplir los requisitos anteriores, y debe de producir hormigón gunitado que cumpla las características de resistencia y requisitos de ligazón de estas especificaciones.

El aditivo debe de almacenarse y mantenerse en lugar seco hasta que se introduce en la mezcla del hormigón gunitado. La dosificación del aditivo usado debe de ser cuidadosamente medida y uniformemente dispersada en la mezcla del hormigón gunitado.

(4) *Agua.*- El agua usada en el hormigón gunitado debe de estar de acuerdo a la sección G.77.

(c) *Composición.*- El hormigón gunitado debe de tener un contenido mínimo de cemento de 7 sacos (de 43 Kg – 94 libras) por 0,764 m^3 de hormigón gunitado descargado de la boquilla. El hormigón gunitado debe de cumplir los requisitos de resistencia a compresión, indicados por los ensayos de los paneles de ensayos, como se indica en la subsección (d).

El porcentaje de superficie (libre) humectada de la arena, al amasarse, debe de estar entre el 3 y el 6 por ciento, en peso; y debe de ser controlado para que se mantenga en ese rango, dado que puede ser necesario para mantener una alimentación uniforme y evitar la obturación del equipo de impulsión, la manguera o la boquilla.

La arena, la grava, el cemento y los aditivos deben de añadirse de forma uniforme y mezclarse cuidadosamente antes de introducirlos en el equipo de impulsión. Se pedirá maquinaria de mezclado de elementos en seco, exceptuando los aditivos para acelerar y endurecer.

El hormigón gunitado debe de ser fabricado en base a sacos completos de cemento a no ser que, la cantidad de cemento se determine por peso directo; las cantidades de arena y grava deben de ser determinadas por peso directo. Los aditivos deben de añadirse a la mezcla del hormigón proyectado con un equipo gravimétrico/volumétrico, calibrado para los porcentajes necesarios y con una precisión del 0,5 por ciento, y debe de añadirse en la mezcla seca de hormigón cuando entra en la máquina de proyectado. El equipo de pesado debe de estar en una condición operativa óptima y debe de cumplir los requisitos de las Especificaciones Federales AAA-S-121D(1) para dicho equipo, exceptuando que la precisión del 0,4 por ciento de la escala de capacidad se considerará adecuada.

(d) *Criterio de Resistencia del Hormigón Proyectado y Ensayos Previos.*- El contratista fabricará paneles de muestra para ensayar cada mezcla que vaya a usarse. Los paneles de muestra deben de prepararse bajo la supervisión de la Administración y debe de hacerse con la suficiente antelación para poder ensayar y obtener los resultados de las mismas a las edades especificadas.

La aplicación del hormigón gunitado en los paneles de pruebas se hará en zonas diferentes a las de la obra: Teniendo en cuenta que; (1) el equipo usado para proyectar será el que se use en el túnel, (2) los materiales usados en el hormigón son los mismos que los usados en la obra, y (3) la aplicación estará supervisada por la Administración.

La fabricación de los paneles de muestra consistirá en la aplicación de al menos 10 centímetros (4 pulgadas) de hormigón gunitado en un panel de contrachapado de madera de al menos 0,2 metros cuadrados (30 pulgadas cuadradas). El hormigón se aplicará a los paneles de la misma forma y en las mismas condiciones de presión que se usará en la obra.

Una vez fabricados, los paneles se envolverán y sellarán con capas de polietileno, u otro medio aprobado que evite la pérdida de humedad.

La Administración tomará muestras de paneles de tamaño NX, y los ensayará a compresión a las 8 horas y a una edad de 28 días. Las muestras deberán de tener un ratio longitud-diámetro de 2, o ser corregidas hasta esta relación.

Las muestras deben de tener una resistencia a compresión no menor de 35 Kg/cm^2 (500 libras por pulgada cuadrada) a las 8 horas y 264 Kg/cm^2 (3750 libras por pulgada cuadrada) a los 28 días de edad.

No se usará hormigón gunitado en la obra bajo estas especificaciones hasta que la resistencia a compresión de la mezcla, determinada por la resistencia a compresión de las muestras ensayadas, cumpla los requisitos de resistencia: Teniendo en cuenta, que se permitirá al contratista empezar a proyectar el hormigón si la Administración considera que si se incrementa el contenido en cemento del hormigón respecto a la cantidad usada en los paneles de ensayo, se cumplirá el requisito de resistencia a compresión. Sin embargo, el contratista debe de preparar las muestras de hormigón gunitado con suficiente tiempo. Si una mezcla no cumple los requisitos necesarios de resistencia a compresión, esto puede retrasar la ejecución de otros trabajos.

(e) *Equipos.*- Los equipos usados por el contratista para mezclar y proyectar el hormigón estarán sujetos a aprobación, y deben de ser capaces de manejar y proyectar el hormigón gunitado que contenga el tamaño de árido máximo especificado y aditivos para acelerar y endurecer. El equipo, incluyendo los mezcladores, mangueras, boquillas, elementos de aire y agua a presión y juntas, debe de ser mantenido limpio y en condiciones adecuadas para su correcto funcionamiento de acuerdo con la Administración.

Un compresor de aire que funcione adecuadamente y de bastante capacidad debe de usarse para proporcionar aire seco y limpio, que mantenga la suficiente velocidad en la boquilla para la aplicación.

La boquilla de descarga debe de estar equipada con un sistema de inyección de agua operado manualmente, con suficiente presión para proporcionar una distribución uniforme del agua en la mezcla de árido-arena-cemento. La válvula del agua tiene que ser capaz de ajustarse para variar la cantidad de agua, según lo necesite el operador.

(f) *Preparación de las Superficies para Recibir el Hormigón Gunitado.*- Deben de prepararse las superficies que van a recibir el hormigón según exige la sección G.46, y, si fuera necesario proporcionar una superficie de unión adecuada para el hormigón, las superficies deben de limpiarse con chorros de aire o agua.

Las superficies que van a recibir el hormigón, donde sea posible, no deben de tener agua libre cuando se aplique el hormigón. Se usarán los métodos de control de entradas de agua como pozos de extracción, tuberías de drenaje u otros métodos. En donde sea imposible controlar el agua libre, el contratista puede aplicar el hormigón gunitado en las superficies que se adhiera adecuadamente y se evite el paso de agua a través del hormigón proyectado. El contratista puede proporcionar y usar tubos de plástico para recoger y drenar agua, donde lo apruebe la Administración. Los tubos de plástico pueden ser dejados "in situ" y embebidos en el hormigón gunitado, pero no pueden extenderse en la capa de hormigón dentro de la línea "A".

(g) *Colocación.*- El hormigón proyectado puede ser colocado sólo en presencia de un inspector autorizado de la Administración.

Los operadores deben de demostrar a la Administración, su capacidad para aplicar el hormigón gunitado de la calidad necesaria antes de hacerlo en la obra.

No debe de aplicarse hormigón proyectado cuando esté helando justo antes de aplicarlo, a no ser que se tomen las medidas necesarias para proteger las superficies que van a ser gunitadas, y el hormigón proyectado, de helarse durante al menos 3 días.

UDHCONECTA.COM

La presión del agua en la boquilla de descarga debe de ser suficientemente mayor que la del aire para asegurar que el agua se mezcla adecuadamente con los otros materiales.

El hormigón se aplicará con una presión neumática y a una distancia de la boquilla entre 0,6 a 1,5 metros (2 a 5 pies) de la superficie, y con un chorro lo más perpendicular posible a la superficie que va a ser cubierta.

Se aplicará el hormigón en capas que tengan un espesor que asegure que el hormigón se adhiere completamente a la superficie de la capa anterior y no se produzca descolgamiento. Si un hormigón muestra evidencias de segregación o separación, debe de ser quitado y reemplazado por el contratista a su coste y según indique la Administración.

Hay que tener cuidado de que no se formen bolsas de arena, y si se forman, deben de retirarse inmediatamente y reemplazarse con hormigón adecuado a coste del contratista.

No se permitirá el uso del hormigón rebotado, y las acumulaciones de hormigón rebotado deben de ser quitadas y eliminadas de acuerdo a lo que apruebe la Administración.

Se curará el hormigón como está especificado en la sección G.91.

(h) *Costes.*- Los costes del suministro y proyección del hormigón para soporte del túnel deben de ser los indicados en la sección G.44

G.53. Preparación para la Colocación del Recubrimiento.

(a) *Generalidades.*- El contratista preparará las excavaciones del túnel y la cámara de compuertas para la colocación del recubrimiento de hormigón, de acuerdo a la sección G.86 y a los requisitos de ésta.

Donde existan caudales de agua apreciables provenientes de las excavaciones cercanas del túnel, debe de quitarse el agua del espacio que va a ser llenado con el hormigón mediante inyecciones de lechada, taponamiento, desviándola con tuberías, placas, u otros medios, o bombeándola de zanjas, hasta que el hormigón ha endurecido y ganado suficiente resistencia para que no sea afectado por la acción del agua percolada, la presión hidrostática, o la erosión.

Todo el material proyectado dentro de las líneas "A" debe de ser retirado por el contratista antes de que se coloque el hormigón en el recubrimiento. Se pueden retirar las proyecciones dentro de las líneas "A" en cualquier momento durante la construcción: Teniendo en cuenta que, inmediatamente antes de colocar el recubrimiento de hormigón, el contratista extenderá todo el material que esté dentro de las líneas "A".

Debe de retirarse todo el material suelto para limpiar las superficies no alteradas antes de colocar el hormigón.

Deben de quitarse las maderas de contención y las cuñas de madera tanto como sea posible antes de colocar el recubrimiento de hormigón. Cuando se use acero u hormigón como revestimiento, para contener o como cuñas estos pueden dejarse y colocar el hormigón de recubrimiento como indique la Administración.

Todos los separadores de madera usados para sujetar los soportes de acero deben de ser retirados antes de colocar el hormigón de recubrimiento.

(b) *Costes.*- No se hará ningún abono adicional por preparar las excavaciones del túnel y la cámara de compuertas para colocar el recubrimiento de hormigón, ni por quitar el agua de los espacios que van a ser rellenados con hormigón, y por lo tanto, esos costes se incluirán en los precios ofertados en el cuadro de precios para otras unidades de obra.

G.54. Hormigón para Recubrimiento del Túnel de Desagüe y Cámara de Compuertas.

(a) *Generalidades.*- La unidad de obra ofertada para el recubrimiento del túnel de desagüe incluye todo el hormigón entre la sección _____y la sección _____, mostrada en el plano _____.

La unidad de obra ofertada para el recubrimiento de la compuerta de la cámara de desagüe incluye todo el hormigón en la compuerta de la cámara entre la sección _____y la sección _____, mostrada en el plano _____excepto el hormigón de la segunda fase.

Si se debe de comenzar la colocación del hormigón antes de completar toda la excavación de los túneles, la distancia que separe dichas actividades debe de estar sujeta a aprobación.

Deben de suministrarse tuberías y ser colocadas en el hormigón para la inyección de lechadas en el relleno y para ventilación, como se muestra en los planos y de acuerdo a la sección G.55.

El hormigón de los recubrimientos del túnel y de la cámara de compuertas debe de cumplir los requisitos de las secciones G.73 a G.93.

La excavación del túnel debe de prepararse para la colocación del hormigón de acuerdo a la sección G.53.

Debe de retirarse todo el material suelto del suelo antes de colocar el hormigón, de acuerdo con la sección G.53.

El túnel debe de ser recubierto con un hormigón de un espesor mínimo igual a la distancia radial a cualquier punto del perímetro del túnel entre las superficies interiores del recubrimiento de hormigón y las líneas "A", como se muestra en la sección típica de un túnel en los planos.

Todos los espacios fuera del espesor mínimo requerido del recubrimiento de hormigón deben de ser completamente rellenados y solidificados con hormigón, y debe de tenerse especial cuidado en forzar el hormigón a que entre en todas las irregularidades de la superficie de contacto y rellenar completamente el túnel y el arco de la cámara de compuertas.

Después de que se ha completado la colocación del recubrimiento de hormigón, el contratista rellenará con lechada de relleno todos los espacios entre la superficie de la roca y el recubrimiento de hormigón del túnel y la cámara de compuertas. Cuando se use hormigón gunitado como refuerzo del túnel, los espacios entre el hormigón gunitado y el recubrimiento de hormigón deben de rellenarse con lechada de relleno. Cuando se usen cerchas de soporte metálicas, placas de soporte y otros soportes continuos, los espacios entre esos soportes y las superficies excavadas y el recubrimiento de hormigón deben de ser rellenados con lechada de relleno. La lechada de relleno debe de ser inyectada de acuerdo a la sección G.55.

Las superficies interiores del túnel y de la cámara de compuertas deben de ajustarse a la forma, alineación, pendientes y secciones mostradas en los planos.

La distancia entre las juntas transversales en los recubrimientos del túnel no debe de exceder 15 metros (50 pies). Deben de colocarse juntas estancas en todas las juntas transversales. No se necesitarán juntas estancas en todas las juntas longitudinales.

Se permitirá hacer un panel plano para la curva horizontal del recubrimiento del túnel de acuerdo a la sección G.83.

(b) *Medición y Abono.*- La medición, para su abono, del hormigón del recubrimiento del desagüe del túnel y la cámara de compuertas se hará hasta las líneas "B" mostradas en los planos. No se harán deducciones por las proyecciones en las rocas dentro de las líneas "B" o por las maderas, hormigón, hormigón proyectado, soportes de metal, puntales, cuñas y tableros que permanezcan dentro de las líneas "B" indicadas. No harán mediciones para su abono del hormigón que sea necesario colocar fuera de las líneas "B" debido a un vaciado excesivo o un exceso de excavación para facilitar las operaciones del contratista, o debido a excavaciones adicionales para acomodar la tubería de descarga del hormigón.

UDHCONECTA.COM

El abono del hormigón del recubrimiento del túnel de desagüe y de la cámara de compuertas se hará al precio unitario aplicable por metro cúbico ofertado en el cuadro de precios, dicho precio debe de incluir todos los costes de suministro de todos los materiales, excepto las juntas estancas, el cemento, y los redondos de refuerzo, y la colocación de todo el hormigón, las tuberías, accesorios, y la lechada de relleno descrita en la sección G.55. El abono del cemento usado en el hormigón se hará al precio unitario por tonelada ofertado en el cuadro de precios por el suministro y manipulación del cemento para el hormigón. El abono por el suministro y colocación de los redondos de refuerzo se hará al precio unitario por kilogramo ofertado en el cuadro de precios.

Excepto en lo indicado más adelante para el cemento, no se hará ningún pago por el suministro y colocación de los materiales necesarios para rellenar los espacios fuera de las líneas "B". Se abonará el cemento colocado fuera de las líneas "B": Teniendo en cuenta que, no se hará ningún pago por el cemento usado en rellenar los espacios fuera de las líneas "B" causados por una excavación poco cuidadosa o una excavación realizada intencionadamente por el contratista para facilitar sus operaciones, como indique la Administración.

El abono por el suministro y colocación de las juntas estancas en las juntas transversales del recubrimiento se hará al precio unitario por metro lineal ofertado en el cuadro de precios por el suministro y colocación de las juntas transversales.

No se hará ningún pago adicional por eliminar el agua de los espacios que van a ser rellenados con hormigón, y por lo tanto el coste debe de ser incluido en el cuadro de precios ofertado para otras unidades de la obra.

G.55. Lechada de Relleno.

(a) *Generalidades.*- El contratista rellenará con lechada, los espacios entre la superficie de roca y el recubrimiento de hormigón debido a cualquier causa descrita en la sección G.54. En las secciones del túnel y la cámara de compuertas que estén soportadas por cerchas de acero con placas corrugadas, con soportes de metal continuo, o sólo con placas, deben de ser rellenados todos los espacios entre la superficie y el recubrimiento de hormigón con lechada de relleno.

La lechada debe de ser inyectada a través de tuberías y accesorios, colocados en el recubrimiento de hormigón para este propósito. La inyección de la lechada se hará a baja presión, no mayor de 2,1 Kg/cm^2 (30 libras/pulgada cuadrada) de presión. Se colocarán aproximadamente tres agujeros de salida o ventilación por cada 6 metros (20 pies) lineales de túnel. Los agujeros deben de colocarse aleatoriamente como se muestra en los planos o como sea indicado.

(b) *Tuberías para la Inyección de Lechada de Relleno.*- Las tuberías de metal para la lechada y la ventilación que van a ser embebidas en el recubrimiento de hormigón para rellenar con lechada deben de ser suministradas y colocadas para extenderlas a través del hormigón en los puntos que designe la Administración. Las tuberías deben de ser colocadas de forma que la lechada pueda fluir libremente entre la superficie de la roca y el recubrimiento. Las tuberías deben de finalizar a no menos de 2,5 centímetros (1 pulgada) antes de la cara interna del hormigón, y deben de hacerse huecos en la superficie del recubrimiento. Esos huecos deben de ser rellenados con hormigón o mortero después de inyectar, de acuerdo a la sección G.89.

El tamaño de la tubería de lechada y la de ventilación tiene que tener un diámetro mínimo de 3,8 cm (1 ½ pulgadas). Las tuberías deben de ser colocadas firmemente en su posición y protegidas de posibles daños durante la colocación del recubrimiento de hormigón. Se deben de colocar tapones u otros mecanismos al final de la tubería para evitar la entrada en la misma de hormigón u otros materiales extraños antes de inyectar la lechada, y para facilitar la localización de la tubería de la lechada una vez que se han quitado los encofrados. Una vez que se han embebido en el hormigón y antes de inyectar la lechada, se hará un agujero con un diámetro mínimo de 3,8 cm (1 ½ pulgadas) en cada tubería de inyección y de ventilación hasta la superficie de la roca. Debe de tenerse cuidado para evitar que se bloqueen u obstruyan las tuberías antes de realizar las inyecciones. Si una tubería se bloquea u obstruye debe de ser limpiada cuidadosamente por el contratista, a costa de éste. La tubería debe de ser de Peso A, Clase 1, de acuerdo a la Especificación Federal WW-P-406D, y debe de ser cortada y fabricada como se indique. Los accesorios de las tuberías deben de ser de hierro maleable o acero, Tipo 1, de acuerdo a la Especificación Federal WW-P-521F.

(c) *Composición.*- La lechada debe de estar compuesta por cemento y agua; o cemento, arena y bentonita y agua. La Administración determinará las proporciones de cemento, arena y agua. El contratista usará un 2 por ciento de bentonita respecto al cemento medido en peso, en la lechada que tenga arena. La bentonita debe de ser accesible y comercialmente procesada en forma de polvo.

La arena debe de estar limpia y con un tamaño que el cien por cien pase el tamiz estandar Nº 8, no más del 5 por ciento quede retenido en el tamiz estandar Nº 16, y no menos del 10 y no más del 30 por ciento pase por el tamiz estandar N°100, y no más del 5 por ciento pase por el tamiz Nº 200.

El cemento para la lechada de relleno debe de cumplir lo indicado en la sección G.75. El agua para la lechada debe de cumplir lo indicado en la sección G.77.

(d) *Inyección de la Lechada.*- El equipo para mezclar e inyectar la lechada debe de cumplir lo indicado en la sección G.60. No se realizará ninguna inyección de lechada hasta que todo el hormigón en una distancia de 15 metros (50 pies) haya sido colocado por lo menos hace 7 días. Deben de colocarse válvulas en los agujeros de inyección adyacentes a la conexión de la lechada, y dejarlos abiertos durante la inyección de la lechada para facilitar la salida del aire y el agua de los agujeros en el espacio alrededor del recubrimiento de hormigón. Cuando se observa que la lechada fluye desde conexiones de inyecciones adyacentes, hay que cerrar las válvulas y usarlas como purgadores.

(e) *Costes.*- No se hará ningún abono adicional por las inyecciones de lechada, las tuberías metálicas para inyectar y las tuberías de ventilación, u otros materiales, excepto por el cemento, usado en la lechada. La lechada de relleno colocada dentro de las líneas "B" se incluirá en las cantidades de hormigón de recubrimiento abonado de acuerdo a la sección G.54. El abono del cemento usado en la lechada, incluyendo el cemento usado fuera de las líneas "B", se hará al precio unitario por saco ofertado en el cuadro de precios unitario por el suministro y manipulación del cemento para la lechada.

E. INYECCIONES DE CEMENTO

G.56. Requisitos para la Inyección de Lechada a Presión, Generalidades.

El plan general de las inyecciones de lechada a presión exige que el contratista lleve a cabo taladros e inyecciones a presión como se indica a continuación:

(1) Taladrar e inyectar la cimentación de la presa desde el tapón o los tapones de la inyección u otros lugares que se indiquen, usando taladros de pantallas de lechada de alta presión.

(2) Inyectar todas las fallas, juntas, cizalladuras, filtraciones, y otros defectos de la cimentación que puedan necesitar inyectarse según indique la Administración.

(3) Inyectar las juntas entre la primera y

UDHCONECTA.COM

segunda etapa de hormigonado de la estructura de toma de los desagües de fondo y la cámara de compuertas.

(4) Inyección de la tubería de desvío de _____ de diámetro.

(5) Taladrar e inyectar en todos los sitios que se muestran en los planos o que indique la Administración.

El taladro e inyección a presión de la cimentación y[68](_____) debe de cumplir las indicaciones de las secciones G.59 y G.60. La cantidad de barrenos y de inyecciones que se necesitan son variables, y excepto en lo indicado en esta sección en estas especificaciones para "Variaciones en las Cantidades Estimadas", el contratista no tendrá derecho a ninguna revisión del precio unitario por razón del aumento o disminución de la cantidad estimada. El contratista no tendrá compensación adicional sobre el precio unitario ofertado en el cuadro de precios debido a la localización de los barrenos e inyecciones necesarias. Se espera que la profundidad de los barrenos no exceda los _____ metros. Si se necesita realizar barrenos de profundidad mayor de ____ metros, el pago de estos se hará según lo indicado en esta sección de estas especificaciones para "Cambios".

*[En el ____ (año) se llevó a cabo una inyección de lechada piloto en el emplazamiento bajo las Especificaciones _____ en los lugares y con los resultados mostrados en los dibujos. La información disponible de la inyección de lechada piloto está recogida en el informe titulado [69](_____). Los datos que contiene ese informe son sólo informativos, y debe de ser expresamente entendido que la Administración no será responsable de las interpretaciones, deducciones o conclusiones obtenidas del mismo por el contratista. Las copias de este informe pueden obtenerse solicitándolas al Bureau of Reclamation, Atención: Código D-1310, PO Box 25007, Denver, CO 80225.].

*[Se anticipa que la inyección de lechada de la cimentación de la presa requerirá más tiempo medio y cantidad de lechada, y que se necesitarán bastantes ensayos para desarrollar procedimientos satisfactorios para taladrar e inyectar. El contratista programará sus operaciones para prever esas contingencias y proporcionar suficiente tiempo para taladrar e inyectar. No se le abonará al contratista nada sobre el precio unitario del cuadro de precios de la oferta por causa de interferencia o retraso de otras fases de la obra debido a las operaciones de taladrado e inyecciones, incluyendo los ensayos necesarios para desarrollar los procedimientos adecuados.]

Los taladros y las inyecciones deben de realizarse a través de una tubería estándar colocada en el hormigón o la formación a las distancias mínimas mostradas en los planos. La inyección de capas en los estribos de roca de la cimentación de una presa, cuando se indiquen, y las filas aguas arriba y aguas abajo de taladros para inyección de pantallas deben de hacerse a través de los manguitos acoplados en las barrenas taladradas en los estribos de roca. La tubería y su instalación se harán de acuerdo a lo indicado en la sección G.58.

La situación aproximada, su espaciamiento, dirección y profundidad de los taladros para inyectar la lechada se muestran en los planos. Sin embargo, la situación real, el espaciado, la dirección y la profundidad de cada taladro dependerá de la naturaleza de la roca mostrada en la excavación de la cimentación, resultados de los ensayos del agua y/o de los resultados de las inyecciones realizadas; y debe de ser dirigida por la Administración. La Administración indicará el orden en el que se hagan los taladros, la forma en que se taladre y se inyecte cada barrena, la proporción de cemento y agua usada en la lechada, el tipo y la cantidad de aditivo usados (si hay), el momento de inyectar, presión utilizada en la inyección y todos los detalles de las operaciones. Cada taladro debe de ser dirigido por la Administración, y debe de ensayarse su permeabilidad e inyectar en las secciones o zonas situadas entre profundidades en el taladro mejor preparado para solventar los defectos geológicos de la cimentación, como indique la Administración.

*[Antes de taladrar e inyectar la cimentación de la presa a menos de 30 metros (100 pies) del eje del desagüe, del túnel y la cámara de compuertas deben de ser recubiertas un mínimo de 30 metros (100 pies) aguas arriba y aguas abajo del eje de la cámara de compuertas, y debe de terminarse la inyección alrededor de la cámara de compuertas 6 metros (20 pies) aguas arriba y aguas abajo del eje de la cámara de compuertas.]

*[Durante las operaciones de inyección de la cimentación, se solicitará al contratista medir la elevación de los puntos de referencia a lo largo de los puntos de inyección de forma periódica. La Administración determinará los intervalos de medición necesarios durante el periodo de inyección. Se proporcionará a la Administración una copia de las elevaciones medidas, y el día de su medición en el momento de tomar la medida. No se permitirá las inyecciones que eleven o distorsionen la cimentación.]

[47][En la cimentación de los estribos de la presa sobre el nivel _____ y bajo el nivel _____ entre las secciones ____ y _____ donde se necesitan múltiples filas de pantallas, estarán formadas por filas simples de pantallas que después se cerrarán con filas de pantallas secundarias. El número de filas que se usan típicamente serán tres. Las filas deben de taladrarse e inyectarse en el orden, primero de la fila de aguas abajo, segundo la fila de aguas arriba y la intermedia o de cierre después. No se iniciará el taladro e inyección de la segunda y tercera fila en los estribos hasta que se hayan completado todas las inyecciones en los _____ metros de la fila precedente. Entre las secciones ____ y _____, las operaciones de taladrado e inyección de las filas precedentes se harán al menos a _____ metros de distancia.]

[70][Cuando se usan taladros múltiples, el espaciado final de la fila de aguas abajo y aguas arriba debe de ser de ____ metros en las secciones del estribo sobre el nivel _____, y de _____ metros entre las secciones _____ y _____. Deben de taladrarse e inyectarse barrenas intermedias a lo largo de la longitud total de la fila de la inyección, con el espaciado final que sea necesario para cerrar la pantalla.]

Donde sea posible, cada taladro para inyectar debe de ser taladrado en toda su longitud e inyectado en etapas desde el fondo a la superficie. Cuando sea necesario, por la pérdida de más del 50 por ciento del agua del taladro o por la formación de agujeros en la barrena taladrada o por las juntas de las rocas, el taladrado y la inyección debe de hacerse en sucesivas etapas desde el inicio del taladro hacia abajo, estas operaciones consistirán en cada caso en: taladrar la barrena hasta una profundidad limitada; lavar el agujero; colocar una junta justo encima de la sección que va a ser inyectada; hacer el ensayo de agua e inyectarla; limpiar el taladro con agua u otros medios adecuados antes de que la lechada que hay en el agujero haya endurecido como para necesitar retaladrar; permitir a la lechada un endurecimiento inicial; taladrar la barrena una profundidad adicional; y así sucesivamente taladrar e inyectar el agujero en varias profundidades entre las etapas hasta que se haya taladrado e inyectado la profundidad completa del agujero, todo según lo indicado por la Administración. El retaladrado debido al fallo del contratista en limpiar el agujero antes

[68]Añadir otras zonas en donde sea necesario taladrar e inyectar, si las hay.

*Borrar o revisar según sea aplicable.

[69]Incluir la descripción completa del informe, incluyendo las especificaciones y los números de contrato.

[70]Borrar o revisar. Cuando la necesidad de inyectar se asume que es mínima y los taladros son principalmente para explorar, se debe de anticipar que las inyecciones pueden pasar a ser una pantalla de filas múltiples en lugar de una inyección simple.

UDHCONECTA.COM

de que la lechada endurezca se hará a coste del contratista. Cuando la Administración ha permitido que la lechada endurezca en un taladro, el retaladrado será pagado a un 50 por ciento del precio unitario por metro lineal ofertado en el cuadro de precios para taladros de profundidades entre 0 y 9 metros (30 pies), independientemente de la profundidad. No se abonará nada sobre el precio unitario ofertado en el cuadro de precios por taladrar las barrenas en fases y se dispondrán los elementos para inyectar y se harán las conexiones necesarias para tener en cuenta las necesidades de limpiar los agujeros antes de continuar taladrando las siguientes etapas de taladrado e inyección.

Una vez que se han taladrado e inyectado las barrenas de la zona, puede ser necesario taladrar e inyectar barrenas adicionales. En este caso, las barrenas deben de taladrarse a través de una capa superficial de hormigón, si es necesario, y hasta las formaciones del subsuelo en los lugares y a las profundidades indicadas. No se abonará nada sobre los precios unitarios ofertados en el cuadro de precios por taladrar e inyectar los agujeros ni por trasladar los equipos a otros lugares y traerlos de nuevo a la zona de taladrado previa.

Todas las inyecciones de la cimentación, incluyendo alrededor de túneles, deben ser completadas antes de construir los drenajes y antes de construir las estructuras de hormigón, exceptuando la colocación de hormigón en las zanjas de drenaje y en túneles a menos de _____ metros de los drenajes o estructuras de hormigón.

La inyección de la dimensión del talud de la presa debe de realizarse antes de colocar la zona adjunta 1 del talud dentro de los ____ metros en elevación medidos desde el inicio del taladro que va a ser inyectado.

El taladro y la inyección a presión alrededor de los túneles, la cámara de compuertas y las galerías deben de hacerse después de colocar los recubrimientos de hormigón un mínimo de _____ metros por delante de las operaciones de inyección a presión. Además, la inyección de la lechada de relleno se debe de finalizar en todas las secciones con recubrimiento de hormigón a una distancia de _____ metros por delante de las operaciones de inyección a presión de la cimentación.

Las juntas entre la primera y segunda etapa de hormigonado del desagüe al río, toma del río y cámara de compuertas deben de ser inyectadas una vez que el hormigón colocado en la segunda etapa ha endurecido y se ha enfriado para satisfacción de la Administración.

G.57. Taladrando Barrenos para Inyección de la Cimentación.

(a) *Generalidades.*- Deben perforarse en los puntos señalados según se indica en la sección G-56. La situación, dirección y orden de perforación, así como la profundidad de cada taladro son aproximados y están sujetos a revisión durante el taladrado, ensayos e inyecciones. Sin embargo, se espera que las perforaciones no excedan de _____metros.

Los taladros deberán ser perforados con barrenos del tipo de rotación. Quedando prohibido el uso de grasas o lubricantes en las barrenas o en los agujeros, excepto en aquellas partes de las barrenas que se hacen para colocar las tuberías de inyección. Los equipos de taladrado y las técnicas usadas deben de ser las que minimicen las causas que producen agujeros en la barrena o se haga excesivamente grande. El diámetro mínimo de cada taladro no debe de ser menor que el producido por el tamaño comercial estándar de la barrena _____.

A menos que se indique lo contrario, las primeras perforaciones en la cabeza de inyección o en la roca de cimentación, y los primeros anillos de perforaciones y las perforaciones de estos anillos en los túneles y pozos, deben estar ampliamente espaciadas, debiendo ser perforados, limpios e inyectados antes que los intermedios. Estos agujeros intermedios deben ser perforados e inyectados antes de que se perforen nuevos agujeros intermedios, a su vez, de estos últimos. De esta manera, el espaciamiento final entre los taladros y entre los anillos será el que se muestre necesario. Después de perforar e inyectar una serie de taladros puede estimarse necesario hacer otra serie de inyecciones adicionales. Sin embargo, esto no implicará ningún aumento en los precios unitarios contratados ni aún en el caso de que fuera preciso volver a instalar los equipos necesarios que ya se hubieran retirado de la zona.

Cuando sea posible, cada barrena debe de ser taladrada toda su profundidad, limpiada e inyectada en fases desde el fondo del agujero. Cuando sea preciso, debido a una pérdida sustancial del agua de taladrado, por las juntas de la roca y/o el tipo de material encontrado durante el taladrado, el perforado, limpiado e inyectado se realizará mediante operaciones sucesivas desde la superficie del agujero. El método de inyectado hacia arriba o hacia abajo será indicado por la Administración. Cuando se indique una inyección hacia abajo, si se necesita volver a taladrar porque el contratista no limpia el agujero antes de que la lechada fragüe, éste será a expensas del contratista: Teniendo en cuenta que cuando la Administración haya permitido fraguar la lechada, el taladrado de nuevo, independientemente de la profundidad, será pagado al 50 por ciento del precio unitario por metro lineal del cuadro de precios para el taladrado de agujeros para inyección entre 0 y 10 metros (30 pies) de profundidad.

Cuando se ha terminado la perforación de un agujero o etapa, debe de circularse agua limpia por el agujero hasta que quede limpio de los restos del taladrado. El agujero debe de debe de ser tapado provisionalmente, o protegido adecuadamente para evitar que se rellene o obstruya. Todo agujero que quede obstruido antes de su inyección, debe ser abierto completamente de nuevo por el contratista a sus expensas.

Se exigirá un mínimo de_____ tamaños de NX de pantallas hasta los _____ metros de profundidad antes de completar la pantalla de inyección para comprobar que se hace adecuadamente. La situación, el ángulo y la profundidad de esos agujeros deben de ser dirigidas por la Administración y se muestra en los planos. Esos agujeros deben de ser taladrados, limpiados, hecho el ensayo del agua e inyectados de acuerdo con los requisitos de los taladros para cimentación.

(b) *Medición y Abono.*- La medición, para su abono, de las perforaciones, se hará teniendo en cuenta, únicamente, el número de metros realmente perforados, ya sea en la cimentación o en el hormigón, excluyendo el hormigón o la lechada en la tubería embebida según lo indicado por la Administración. La medición se hará desde el collar del taladro hasta la superficie realmente alcanzada en la superficie de la cimentación u hormigón. Excepto en lo indicado por el taladro de barrenas de anillo y corona, retaladrado después de una etapa de inyección y el suministro y colocación de una tubería de metal y sus accesorios para inyectar la cimentación, el abono por la perforación se hará al precio unitario indicado en el cuadro de precios para las perforaciones de taladros de inyección, entre las profundidades indicadas, debiendo este precio unitario comprender todos los gastos de mano de obra, materiales, herramientas y equipos necesarios para perforar y mantener los agujeros limpios, así como todos los trabajos adicionales relacionados con este tema. No se hará un abono adicional sobre los precios unitarios del cuadro de precios ofertado por taladrar e inyectar en etapas, por la necesidad de interrumpir los taladros para inyectar, por limpiar los agujeros antes de continuar taladrando o por trasladar los equipos por el taladrado en etapas.

G.58. Tuberías para Inyectar la Cimentación.

(a) *Generalidades.*- Se embeberá en los barrenos taladrados en el hormigón o en la cimentación tubería negra de acero estándar para las conexiones en los lugares indicados en

UNIVERSITAT DE LLEIDA BIBLIOTECA ESCOLA

UDHCONECTA.COM

los planos y donde indique la Administración. También se deben colocar tuberías para inyectar en las filtraciones, grietas o hendiduras en la cimentación, fallas u otros defectos de la cimentación, cuando se indique. Las tuberías para inyectar deben de dejarse en su sitio hasta que la Administración haya aceptado la inyección como completada. Todos los maguitos de las tuberías debajo del talud de tierra deben de ser taponados con la cimentación u hormigón antes de colocar el relleno de tierra.

(b) *Materiales:*

(1) *Tubería*: De peso estándar, especificación 40, tubería negra de acero que cumpla la ASTM A120.

(2) *Accesorios de la Tubería*: Acero maleable o de hierro de acuerdo con los requisitos de la ASTM A197 o A234, respectivamente.

(c) *Instalación de la Tubería.*- El tamaño y la longitud de la tubería de inyección y la profundidad de los agujeros para colocar la tubería para inyectar la cimentación será la indicada en los planos, o como se indique. La tubería debe de ser cortada, hecha la rosca, fabricada como sea necesario y colocada por el contratista. Las tuberías de inyección colocadas en los agujeros taladrados en el hormigón o en la cimentación deben de ser inyectadas "in situ". El contratista proporcionará todos los materiales necesarios para inyectar las tuberías "in situ". Todas las tuberías y accesorios, deben limpiarse completamente de suciedad, grasa, lechada y mortero antes de su inmediata colocación. Las tuberías y sus accesorios deben colocarse cuidadosamente, sujetándolos firmemente en su posición y protegiéndolos contra cualquier daño que pudiera causárseles al colocar la lechada. Debe tenerse cuidado de no obstruir ningún tubo antes de la inyección, y en caso de que esto sucediera, deberá ser limpiado o sustituido por el contratista a sus expensas.

Toda la tubería y accesorios, la estopa alquitranada, la lechada y los soportes temporales necesarios para la instalación del sistema de inyección de la cimentación y de las juntas, deberá ser suministrado por el contratista.

(d) *Medición y Abono.*- La medición para su abono, se hará sólo para el peso de tubería y accesorios realmente colocados y dejados en su sitio según lo indicado por la Administración. El abono de la tubería y accesorios se hará al precio unitario por kilogramo, indicado en el cuadro de precios, para el suministro y colocación de tuberías y accesorios para inyecciones, debiendo comprender el coste de adquisición, carga, almacenamiento y colocación, así como el de proteger la tubería de todo daño y obstrucción, y el de retirar los manguitos de las superficies vistas y relleno seco de los agujeros dejados por ellos, o por cualquier otra operación de inyección. No se realizará ningún abono adicional sobre el precio unitario ofertado en el cuadro de precios por la variación en tamaño, longitud o número de tuberías necesarias.

G.59. Conexiones de los Taladros para Inyectar.

(a) *Generalidades.*- Cada barrena taladrada para inyectar debe de ser conectada para inyectar a presión. Las conexiones en las filtraciones, grietas o hendiduras en la formación, u otros defectos de la cimentación, y las conexiones de los taladros de exploración, donde indicara la Administración, se considerarán como conexiones a las barrenas para inyectar.

(b) *Medición y Abono.*- La medición para su abono, de las conexiones a las barrenas de inyección se hará por el número de cada *[etapa (colocación de juntas estancas)] conectadas con el propósito de inyectar agua y/o lechada en una barrena para inyectar, y se limitará a una conexión por etapa, que incluirá sólo las conexiones hechas de acuerdo con las

*Borrar o revisar según sea necesario.

indicaciones de la Administración, y, donde se necesiten juntas, se limitará a etapas donde las juntas se coloquen hasta que la etapa se ha completado.

El abono de las conexiones en las barrenas para inyección se harán al precio unitario *(fijo) por conexión indicado en el cuadro de precios ofertado.

La Administración determinará la necesidad de conexiones en las etapas, y el contratista no recibirá ningún abono adicional sobre el precio unitario *(ofertado) en el cuadro de precios de la oferta por las conexiones en las barrenas para inyectar debido a la cantidad o a la no utilización de esta unidad de obra.

G.60. Inyección a Presión *(Cimentaciones y Desagües).

(a) *Generalidades.*- Se debe de inyectar a presión lechada, compuesta de cemento y agua, en cada barrena taladrada para inyectar y en cada conexión para inyectar a presión *(la cimentación y el desagüe) como se indica en la sección G.56. Todas las inyecciones a presión se deben de realizar en presencia de un representante autorizado de la Administración.

*[En las zonas donde se encuentren cavidades o fisuras o donde la cantidad de lechada inyectada sea excesiva, se puede necesitar arena o cloruro de calcio para mezclar con la lechada. Si se usan esos materiales puede ser necesario usar como aditivo bentonita en la lechada. Cuando se usa la bentonita como aditivo, no debe de exceder del 2 por ciento, en peso, de cemento.]

*[El cloruro de calcio, donde sea necesario, será suministrado por el contratista, y se abonarán las cantidades realmente usadas, según indique la Administración, y se hará al precio de la factura colocado en la presa, más un 20 por ciento.]

*[La necesidad de arena y de cloruro de calcio la indicará la Administración de acuerdo a las condiciones encontradas durante las inyecciones. El contratista no tendrá compensación sobre el precio unitario por metro cúbico ofertado en el cuadro de precios por el suministro y manipulación de la arena por causa de la cantidad necesaria o el no uso de la arena.]

La Administración determinará la proporción de cemento y agua mezclados para formar la lechada; el momento de inyectar; y otros detalles de la inyección de lechada. Se anticipa que la relación de agua-cemento de la mezcla de la lechada puede variar entre 5:1 a 0,8:1 en volumen.

El contratista deberá suministrar y mantener adecuadamente iluminadas las zonas de inyección durante las inyecciones nocturnas. Cuando lo solicite la Administración, el contratista deberá suministrar equipos de comunicación, como se indica en la subsección (b), entre la planta de inyección de lechada y los taladros.

*[No se permitirá inyectar en los taladros de la cimentación a menos de 30 metros (100 pies) de los materiales del talud, medidos a lo largo de la pendiente de la cimentación.]

*[La inyección de la cimentación debe de ser completada en los 30 metros (100 pies) a cada lado del eje del desagüe al río (y el vertedero) antes de la construcción del desagüe al río en los 30 metros (100 pies) a cada lado de la pantalla de inyección.]

*[Los taladros para inyectar desde el interior de túneles, galerías y la cámara de compuertas deben de iniciarse sólo después de que hayan pasado un mínimo de 10 días de la colocación del hormigón en el túnel, la galerías y la cámara de compuertas y después de que se haya completado toda la inyección de relleno.]

*Borrar o revisar según sea necesario.

UDHCONECTA.COM

(b) *Materiales.*- El contratista debe de suministrar todos los materiales para la inyección. Los materiales deben de cumplir lo siguiente:

(1) *Cemento.*- El cemento debe de cumplir los requisitos de la ASM C 150 para *(Tipo I, Tipo II o Tipo V) para el cemento, *(bajo en álcali), y se tomará una muestra y se ensayará por la Administración. El contratista debe de entregar los certificados de la cementera del cemento para la lechada enviado a la obra.

(2) *Agua.*- El agua debe de cumplir los requisitos del agua para el hormigón especificados en la sección G.77.

(3) *Arena.*- La arena debe de estar limpia y bien graduada y, cuando se ensaye usando tamices estándares, debe de estar en los siguientes límites:

Tamiz Nº	Porcentaje individual, en peso, retenido en el tamiz
8	0
16	0 a 5
30	15 a 40
50	50 a 80
100	70 a 90
200	95 a 100

(4) *Bentonita.*- La bentonita debe de ser la adecuada, comercialmente procesada y en polvo como la de Volclay, de American Colloid Co, 5100 Sufield Court, Skokie, Illinois 60076; la Big Horn Brand, fabricada por Wyo-Ben Products Co, P.O. Box 179, Bilings, Montana 59103; o Wyo-Gel fabricada por Federal Bentonita Co., 1019 Jericho Road, Aurora, Illinois 60538; o similar.

(5) *Cloruro de Calcio.*- El cloruro de calcio debe de ser un producto comercial adecuado, aprobado por la Administración.

(6) *Instalaciones de Comunicaciones.*- Las instalaciones de comunicaciones deben de ser un sistema de buscador/teléfono que el contratista debe de proveer entre la planta y/o las plantas de mezclado y las barrenas que van a ser inyectadas. El sistema será el de Gai-Tronics Model 490: nueve teléfonos en fundas estancas Lexan interconectados con un cable trenzado de interconexión No. 14 AWG, como el fabricado por Gai-Tronics Corp., P.O. Box 31, Reading, Pensilvania 19603, o similar.

(7) *Indicadores de Presión (Manómetros).*- Todos los manómetros para usar en las inyecciones deben de estar rellenos de glicerina, en cajas lisas, con la presión indicada en Kilogramos por centímetro cuadrado (libras por pulgada cuadrada), como los fabricados por Marsh Instrumnet Co, una Unit of General Signal, P.O. Box 1011, Skokie, Illinois 60076, o similar. La medida máxima de cada manómetro no debe de ser de más de tres veces la presión a la que se espera que se va a inyectar la lechada.

(c) *Planta y Equipos.*- Todas las plantas y los equipos necesarios para mezclar y bombear la lechada en las distintas fases de los taladros deben de ser suministradas por el contratista. Los aparatos para mezclar y colocar la lechada, incluyendo las líneas de circulación y los accesorios, deben de ser del tipo y tamaño aprobados por la Administración y ser capaces de mezclar y remover adecuadamente la lechada y forzarla dentro de los taladros o las conexiones de inyección de una forma continua, con un caudal ininterrumpido a cualquier presión especificada hasta un máximo de 14 Kg/cm^2 (200 lb/in^2). La fuente de agua de la mezcladora debe de ser la adecuada en todo momento para proporcionar el ritmo de bombeo.

Si se utiliza cemento a granel, la planta de mezclado debe de estar equipada con los equipos de medida necesarios para medir la cantidad de cemento añadido a la lechada. Esos equipos deben de estar sujetos a la aprobación de la Administración.

La mezcladora debe de tener un volumen mínimo de 480 litros (17 pies cúbicos), y debe de ser del tipo coloidal de alta velocidad equipada con una bomba de mezclado de centrifugado de tipo de difusor, operando desde 1.500 a 2.000 r/min durante el mezclado, eso proporciona 1,14 m^3/minuto (300 galones por minuto) a 4,2 Kg/cm^2 (60 libras/pulgada cuadrada), y un sistema de medición que aproxime hasta 30 litros para controlar la cantidad de agua utilizada en la mezcla. Además del mezclador, se debe de instalar un tanque mecánico agitador intermedio de volumen similar al mezclador. Hay que pasar la lechada a través de un tamiz estándar Nº 16 a medida que se descarga del mezclador. Hay que proporcionar a la Administración las curvas de funcionamiento de las bombas y todos los detalles del mezclador, incluyendo fotografías del equipo de mezclador propuesto, para que lo apruebe, 10 días antes de usarlo. La Administración tendrá el derecho de pedir al contratista hacer cambios en los equipos que la Administración considere necesarios para hacer que el equipo funcione adecuadamente durante la inyección sin coste adicional para el Gobierno. Toda la lechada debe de ser bombeada con una bomba helicoidal que produce un caudal uniforme sin pulsaciones. La bomba debe de tener una capacidad mínima de 132 litros/minuto (35 galones/min) a una presión de 14 Kg/cm^2 (200 libras/pulgada cuadrada). Se debe de incluir una bomba de repuesto como parte de la planta de inyección.

El equipo de inyección debe de mantenerse de forma satisfactoria para la Administración y debe de ser capaz de tener un funcionamiento continuo y eficiente durante la inyección. La preparación del equipo de inyección incluye una línea de inyección y de retorno de la bomba de lechada a la barrena.

Se colocará un sistema de purgado, consistente en un conjunto de válvulas y manómetros, en la línea de llegada de la lechada a la entrada del agujero, tal y como se muestra en el plano_____, para permitir una circulación continua y un control preciso de la presión de la lechada, pérdidas, y regulación del caudal en el agujero. El tamaño mínimo de la línea de suministro y del sistema de purgado incluyendo las válvulas y accesorios debe de ser de 2,5 a 3,8 cm (1 a 1 ½ pulgadas) de diámetro interno. También debe de colocarse un manómetro en la línea de descarga de la bomba de lechada a la altura de ésta. Los manómetros deben de estar equipados con calibrador al bombear la lechada. Los manómetros, junto a los calibradores, deben de ser comprobados frecuentemente para asegurar su precisión. Si se rompe el cristal del manómetro este debe de ser reemplazado inmediatamente. El contratista suministrará un manómetro de alta precisión, calibrado como medidor de presión maestro para comprobar la precisión de todos los medidores usados en la inyección. No se deben de operar más de seis purgadores al mismo tiempo.

*[La elevación de la bomba sobre el inicio del agujero que va a ser inyectado no debe de exceder los 6 metros (20 pies), cuando sea posible, para evitar que la carga en la línea de suministro exceda la admisible en la entrada del agujero.] La bomba no debe de ser colocada más de 60 metros (200 pies) del inicio del agujero que va a ser inyectado.

El contratista suministrará las tuberías de inyección y los obturadores. El contratista tendrá en todo momento, un número y una variedad suficiente de obturadores, disponibles, para completar los trabajos de inyección. Los obturadores consistirán en tubos o anillos dilatables de goma, cuero u otro material análogo, unido al final del tubo. Los obturadores deberán proyectarse de manera que puedan dilatarse hasta cerrar el agujero del taladro a la profundidad indicada, de forma que resistan, sin pérdidas, durante todo el tiempo que vaya a usarse, una presión de agua, igual a la máxima que va a ser usada. La línea de suministro del obturador y la tubería a través del obturador deben de tener un diámetro interno de 1,9 cm (¾ de pulgada). Para mezclas de arena, el diámetro mínimo de la tubería del obturador y de la tubería a través del obturador debe de ser de 2,5 cm (1 pulgada). La cantidad de obturadores

*Borrar o revisar según sea necesario.

UDHCONECTA.COM

necesarios depende de las condiciones que surjan al perforar.

(d) *Ensayo de Agua y Lavado de las Barrenas para Inyectar.*- Antes de inyectar, cada etapa debe de ser ensayada con agua limpia a presión continua: Teniendo en cuenta que, cada ensayo debe de subdividirse en subintervalos y cada uno de ellos debe de ser ensayado a diferentes presiones siempre continuas. Se usarán diferentes presiones para las diferentes etapas de los agujeros hasta un máximo de 14 Kg/cm^2 (200 libras/pulgada cuadrada).

Debe de disponerse de suficiente agua para generar la presión deseada, y deben de usarse manómetros y medidores de agua para medir la cantidad de agua bombeada y la presión durante el ensayo. Las bombas, tuberías, medidores y manómetros serán del tipo y capacidad aprobado por la Administración.

La mayoría de los ensayos de agua se hacen en períodos de 5, 10 y 15 minutos por etapa; sin embargo, pueden usarse períodos de hasta 20 minutos para ensayar la cantidad de agua que absorbe o lavar las cavidades, juntas o fallas que contengan arcilla u otros materiales lavables.

Si se necesita un lavado más profundo, debe de realizarse alternando agua y aire a presión para sacar los materiales de los agujeros adyacentes, el contratista pagará por esas limpiezas con agua y aire de acuerdo a lo indicado en estas especificaciones en "Cambios".

(e) *Procedimientos de Inyectado.*- Cuando sea práctico, cada agujero será taladrado en toda su profundidad e inyectado en etapas desde el fondo del mismo. Cuando sea necesario, debido a la pérdida sustancial del agua del taladrado, las juntas de las rocas y/o el tipo de material encontrado durante el taladrado, la barrena se taladrará, limpiará e inyectará en sucesivas etapas hacia abajo desde la superficie del taladro. *[Cuando las cavidades de una barrena sean muy persistentes y esta no permanezca abierta para inyectarla, puede ser necesario inyectarla a través de una tubería doble o con varillas que la extiendan hasta el fondo de la etapa taladrada con una caja de obturación al principio de la barrena. A medida que progrese la inyección a través de la tubería, la tubería debe de ser extraída lentamente para evitar su pérdida.] El método de inyectado, etapa arriba o etapa abajo, será dirigido por el Contratista. [71][Se avisa al contratista de que (*insertar la descripción geológica*) tiene zonas blandas que pueden necesitar de obturadores especiales y un gran cuidado para prevenir el lavado de finos de las paredes del agujero.]

Cuando la Administración pide una inyección desde el fondo hacia arriba en etapas, la inyección se hará colocando un obturador al final de la tubería de suministro de la lechada; bajando la tubería de suministros en el agujero hasta la parte superior de la etapa inferior que va a ser inyectada a una presión dada; inyectarla a la presión necesaria, permitir que el obturador permanezca en su sitio hasta que no haya presión; sacar la tubería de inyección y el obturador hasta la parte superior de la siguiente etapa que necesita ser inyectada; y así inyectar sucesivamente el agujero a las presiones de inyección especificadas hasta que el agujero sea completamente inyectado.

Siempre que sea necesario inyectar en etapas hacia el fondo, determinado por la Administración, el taladrado, limpieza e inyección debe de realizarse en operaciones sucesivas consistentes en cada caso el taladrado hasta una profundidad determinada, ensayar con agua e inyectar esa sección, limpiar el agujero lavándolo o con otros medios adecuados antes de que el agujero se haya endurecido suficiente como para que necesite retaladrar; permitir que la lechada alrededor de la barrena alcance su resistencia

*Borrar o revisar según sea necesario.

[71]Para usarse cuando la geología identifique el material de esa naturaleza, sino, borrar.

inicial, taladrar el agujero hasta su profundidad adicional, inyectar colocando un obturador cerca del fondo de la fase previamente inyectada; y continuar sucesivamente taladrando, limpiando e inyectando el agujero en etapas a distintas profundidades hasta que se haya taladrado, limpiado e inyectado toda la profundidad necesaria del agujero.

*[Siempre que los agujeros se inyecten con los métodos de etapas hacia arriba o hacia abajo, cada taladro debe de ser inyectado en etapas que se ajusten lo mejor posible a la geología y a los defectos de la cimentación, como determine la Administración: Teniendo en cuenta que, la máxima etapa entre 0 y ____ metros y ____ metros de profundidad del taladro debe de ser ___ metros y entre ____ metros y _____ metros de profanidad del agujero debe de ser de ____ metros.]. Una vez que se ha iniciado la inyección de una etapa, debe de continuarse la inyección de esa etapa hasta que se ha completado, a no ser que otra cosa sea aprobada por la Administración.

Se deben de usar las máximas presiones que sean posibles pero que, según determine la Administración, no desplacen las formaciones o el hormigón. Se necesitarán diferentes presiones para diferentes secciones en la mayoría de las barrenas. En general, las máximas presiones medidas en el collar del taladro no deben de exceder 0,07 Kg/cm^2 (1 libra por pulgada cuadrada) por 0,3 m (pie de profundidad), medida perpendicularmente desde la superficie del terreno al obturador: Teniendo en cuenta que, la etapa más alta debe de ser inyectada a un máximo de 0,7 Kg/cm^2 (10 libras por pulgada cuadrada) mayor que la presión inicial del relleno.

*[Hay que aumentar la presión en el collar de forma gradual, de tal manera que la máxima presión no exceda 1 Kg/cm^2 (15 libras por pulgada cuadrada) en los primeros 5 minutos y debe de ser aumentada gradualmente hasta la máxima presión en los siguientes 20 minutos sólo si no se han producido filtraciones o movimientos de roca.]

Si, durante la inyección de algún agujero, se observa que fluye lechada de las perforaciones o tuberías adyacentes, en cantidad suficiente como para interferir las labores de inyección, o causando una pérdida de lechada excesiva, estas perforaciones o tuberías podrán ser tapadas temporalmente. Si no es esencial taponar, según lo indique la Administración, los agujeros sin inyectar deben de ser dejados abiertos para facilitar la salida del aire y del agua, a medida que la lechada se inyecta en los otros agujeros. Antes de que la lechada fragüe, la bomba de inyección debe conectarse a los agujeros adyacentes tapados y a los demás en los que se ha observado refluir la lechada, completándose la inyección de todos los taladros a las presiones establecidas. Si estando inyectando alguna perforación, refluye lechada por la cimentación, los estribos, por alguna zona de las estructuras de hormigón, o por cualquier otro lugar, estas fugas deberán ser taponadas o calafateadas por el contratista, según indique la Administración.

La inyección de cualquier etapa del agujero o conexión puede ser discontinua, según decida la Administración, después de cada etapa o conexión coge lechada a menos de 28 litros (1 pie cúbico) de lechada en 20 minutos si se usan presiones de 3,5 Kg/cm^2 (50 libras por pulgada cuadrada) o menos, en 15 minutos si se usan presiones entre 3,5 Kg/cm^2 (50 libras por pulgada cuadrada) y 7 Kg/cm^2 (100 libras por pulgada cuadrada), en 10 minutos si se usan presiones de más de 14 Kg/cm^2 (200 libras por pulgada cuadrada). La lechada en cada etapa debe de ser discontinua, según indique la Administración, cuando se inyecten menos de dos sacos de cemento a la hora, bombeando de forma continua.

La presión de inyección debe mantenerse constante, dentro de lo posible, durante toda la operación. Sin embargo, la Administración podrá requerir la disminución de la presión o el inyectado discontinuo durante las operaciones de taponado de una fuga o para evitar el desplazamiento de la roca u hormigón.

UDHCONECTA.COM

Cuando un agujero o una conexión absorban una gran cantidad de lechada, la Administración puede pedir que se bombee de forma intermitente, esperando 16 horas entre los periodos de bombeo para permitir que fragüe la lechada en el agujero.

Una vez terminada la inyección de lechada deberá mantenerse la presión existente, mediante el uso de llaves de cierre u otro tipo de válvula conveniente, hasta que fragüe lo suficiente para quedar retenida en los agujeros o tuberías inyectados. La lechada que no se ha inyectado en la cimentación en las 2 horas siguientes a ser mezclada debe de ser desechada, y no se pagará si, según determine la Administración, se desecha debido a la negligencia del contratista o la rotura de su equipo.

Una vez que se finaliza la inyección a presión en una zona, deben de rellenarse todos los agujeros con una mezcla de lechada 1:1, en volumen, por el método de "tremie". La inyección en el relleno se hará mediante una tubería tipo "tremie" desde el fondo del agujero hasta la superficie. No se abonarán los agujeros para las conexiones necesarias para rellenar mediante el método de "tremie".

(f) *Medición y Abono.*- La medición para su abono, de la lechada para inyectar se realizará en base al número de sacos de cemento y los metros cúbicos de material a granel (si son necesarios) medidos separadamente, actualmente forzados en los agujeros o en las conexiones bajo la dirección de la Administración, o necesarios para rellenar permanentemente las tuberías. Al medir los materiales a granel para su pago, la medida se hará en volumen seco de los materiales, medidos en metros cúbicos, que son realmente usados en la inyección bajo la dirección de la Administración. Un saco de cemento se considerará 43 kilogramos (94 libras).

[72][El pago de las inyecciones a presión de la cimentación se harán al precio unitario por saco ofertado en el cuadro de precios].

[49][La cantidad de lechada a inyectar y la proporción que se inyecta en sacos por hora no son precisas y no pueden estimarse adecuadamente. Por lo tanto, la cantidad de lechada indicada en el cuadro de precios tiene el único propósito de comparar las ofertas, y por lo tanto, la cantidad real puede variar ampliamente. El abono de la inyección de lechada en las cimentaciones se hará al precio unitario por saco indicado en el cuadro de precios independientemente de la cantidad realmente inyectada con las siguientes excepciones:

(1) Se ajustará el precio unitario del cuadro de precios para cualquier etapa de un agujero que acepte lechada de forma continua a un ritmo de cinco sacos por hora o menos durante un periodo superior a 3 horas. El abono de los sacos inyectados después del periodo de las 3 horas se hará a dos veces el precio unitario por saco ofertado en el cuadro de precios para inyecciones de lechada en cimentaciones suponiendo que el ritmo no exceda de cinco sacos a la hora hasta que se completa la etapa.

(2) Si la media final de ritmo de inyección a la hora es superior a 18, el número de sacos necesarios para que la media sea 18 se abonarán al precio unitario del cuadro de precios ofertado para las inyecciones de lechada en la cimentación y los sacos que sobrepasen el número necesario para que la media sea 18 se pagarán al 50 por ciento del precio unitario ofertado.]

[49][Los pagos parciales de trabajos ya ejecutados se harán en base a la cantidad realmente inyectada y al precio unitario por saco ofertado en el cuadro de precios para inyecciones de lechada en cimentaciones incluyendo los ajustes de la sección (1). Una vez que la inyección de la cimentación se ha finalizado, el ritmo de inyección de los sacos por hora se determinará dividiendo el número total de sacos usados para las inyecciones a presión de la cimentación por el número total de horas de bombeo. El número total de horas de bombeo será el tiempo real de inyección en horas de todas las bombas de inyección. Entonces se harán los ajustes indicados en la sección (2).]

[49][Exceptuando lo indicado es esta sección el contratista no tendrá ninguna compensación adicional sobre el precio unitario ofertado debido al incremento o decremento del ritmo de consumo de sacos por hora para las inyecciones a presión.]

[49][La cantidad de lechada a inyectar y la proporción que se inyecta en sacos por hora no son precisas y no pueden estimarse adecuadamente. Por lo tanto, la cantidad de lechada indicada en el cuadro de precios tiene el único propósito de comparar las ofertas, y la cantidad real puede variar ampliamente. El contratista no recibirá compensación adicional por el aumento o la disminución de la cantidad final de inyecciones de lechada. La velocidad de la inyección de sacos por hora tampoco es precisa y puede variar ampliamente durante la inyección. Por lo tanto el precio unitario por saco indicado en el cuadro de precios es sólo para comparar ofertas y determinar el precio unitario real (ajustado) que se va a pagar al contratista por las inyecciones de lechada en las cimentaciones.

El abono de las inyecciones de lechada en las cimentaciones se basarán en el ritmo real de consumo de sacos por hora durante la inyección de acuerdo con la siguiente escala:

Lechada realmente inyectada en sacos por hora	Precio unitario ajustado por saco
Hasta 3,9	3,33 veces el precio ofertado
4,0 a 1,9	1,67 veces el precio ofertado
8,0 a 11,9	El precio ofertado
12,0 a 15,9	0,71 veces el precio ofertado
16,0 a 19,9	0,56 veces el precio ofertado
20,0 a 29,9	0,40 veces el precio ofertado
Más de 30	0,33 veces el precio ofertado

[49][El precio unitario ajustado por saco que se pagará al contratista por la inyección será determinado por la Administración en cada agujero inyectado en base al número real de horas de funcionamiento de las bombas durante la inyección en todas las etapas de un agujero medido al cuarto de hora más cercano y el número de sacos de cemento y metros cúbicos de arena realmente inyectados en todas las etapas del agujero y las conexiones. El tiempo de bombeo real indicado anteriormente no incluirá los periodos de recolocación de los obturadores que no funcionen, el mal funcionamiento de los equipos y las paradas debidas a la falta o escasez de materiales para la lechada como el agua o cemento. Cualquier lechada inyectada durante esos periodos se pagará a 0,33 veces el precio unitario ofertado.]

Exceptuando lo indicado anteriormente, el pago adicional para inyecciones a presión incluirá todos los costes de suministrar toda la mano de obra, materiales, herramientas y el equipo necesario para lavar, inyectar y sellar las filtraciones superficiales.

La medición, para su abono, del suministro y manipulación del cemento para la inyección a presión se hará en base al número de sacos de cemento realmente inyectados en los agujeros o en las conexiones, o el necesario para rellenar las tuberías permanentes bajo la dirección de la Administración, e incluirá una cantidad razonable para desechar tuberías, como indique la Administración. Un saco de cemento se considerará como 43 Kg (94 libras). El abono para el pago del suministro y manipulación del cemento para inyecciones a presión se hará al precio unitario por saco ofertado en el cuadro de precios.

La medición, para su abono, del suministro y manipulación de los materiales a granel arenosos para la inyección a presión se hará según el número de metros cúbicos, medidos en seco, realmente inyectados en los agujeros o las conexiones. Al medir los materiales arenosos a granel, para su abono, el volumen de 1 metro cúbico de arena seca se considerará como ____ kilogramos. El abono del

[72]Seleccionar el método aplicable de pago.

UDHCONECTA.COM

suministro y manipulación de la arena a granel para las inyecciones a presión se hará al precio unitario por metro cúbico ofertado en el cuadro de precios.

La cantidad de arena a granel necesaria, como se muestra en el cuadro de precios, puede no representar la cantidad realmente usada, y el pago se hará sólo de las cantidades realmente usadas para la inyección a presión bajo la dirección de la Administración. La medición, para su abono, del suministro y manipulación de la bentonita se hará de los metros cúbicos realmente inyectados, medidos en seco, realmente inyectados en los agujeros o en las conexiones. Para el propósito de medición, 28 litros (1 pie cúbico) de bentonita equivaldrá a 23 kilogramos (50 libras). El abono por el suministro y manipulación de la bentonita se hará al precio unitario por metro cúbico ofertado en el cuadro de precios, cuyo precio incluye el suministro, transporte, manipulación, mezclado y todos los costes asociados.

El abono del cloruro cálcico se hará por las cantidades realmente usadas en la inyección, bajo dirección de la Administración, y se hará al coste de la factura más el 20 por ciento.

No se realizará ningún pago adicional por la inyección o por el cemento usado en la lechada perdida debido a anclajes inadecuados de las tuberías o conexiones, rechazada por un mezclado inadecuado, o perdida por las filtraciones debido al fallo de sellar las superficies con filtraciones que han sido indicadas por la Administración.

La medición, para su abono, de los ensayos de agua en los agujeros realizados de acuerdo a lo indicado en esta sección se hará por cada ensayo de agua hecho bajo la dirección de la Administración. El abono de los ensayos de agua realizados bajo la dirección de la Administración se hará al precio unitario ofertado en el cuadro de precios.

G.61. Inyecciones en la Cimentación con Lodos.

(a) *Generalidades.*- El contratista puede complementar la inyección a presión aplicando inyecciones de lodos en las grietas, hendiduras, o partes de la superficie rotas o fracturadas que se encuentren bajo la superficie de los taludes de la presa de la(s) zona(s) 1*(y 1A) y otras áreas que le indique, incluyendo las partes de la cimentación de la superficie bajo la inyección de hormigón *[(capa) (tapón)]. El uso de inyecciones de lodos sólo puede hacerse bajo la dirección de la Administración.

(b) *Materiales.*- El lodo usado para inyecciones estará compuesto por sólo cemento, o cemento, arena y agua. Los porcentajes de los materiales pueden variar según lo que indique la Administración, pero el porcentaje de arena frente al cemento no excederá de 2 partes de arena y una parte de cemento. Debe de añadirse cuidadosamente a la mezcla de cemento o cemento y arena agua adecuada para fabricar una mezcla trabajable para que sea colocada adecuadamente, como apruebe la Administración. La mezcla debe de ser preparada por un mezclador mecánico y debe de ser usada en los siguientes 30 minutos una vez mezclada. El cemento, el agua y la arena deben de cumplir las secciones G.75, G.77 y G.78, respectivamente.

(c) *Colocación.*- Los lodos deben de ser usados para rellenar grietas, hendiduras y fracturas en los lugares indicados por la Administración. Los lodos no deben de usarse para cubrir zonas expuestas de la formación.

Todas las juntas, grietas, hendiduras y fracturas que van a ser tratadas deben de ser limpiadas minuciosamente de todos los materiales sueltos como se indica en G.29(c) (3) y debe de ser humedecidas inmediatamente antes de la colocación del lodo. La colocación del lodo se hará cepillando todas las grietas, hendiduras y

*Borrar o revisar según sea necesario.

fracturas con un cepillo de cerdas duras u otro método aprobado, pero las capas de lodo no deben de ser dejadas en la cimentación bajo los bordes de una grieta, hendidura o fractura.

Las superficies finalizadas con lodos deben de ser dejadas con un acabado rugoso, tipo cepillo para proporcionar una superficie de adecuada unión con los materiales del talud. Las superficies finalizadas deben de curarse de acuerdo a la sección G.91.

[49][(d) *Medición y Abono.*- La medición, para su abono, de la inyección con lodos se hará en base al número de sacos de cemento realmente colocados bajo la dirección de la Administración. La medición para su abono, del cemento usado en el lodo se hará según el número de sacos de cemento que han sido realmente usados en el lodo. Un saco de cemento se considerará como 43 kilogramos.]

[49][(d) *Medición y Abono.*- La medición, para su abono, del lodo se hará por el total de los metros cuadrados cubiertos con lodos.]

[49][(d) *Medición y Abono.*- La medición, para su abono, del lodo se hará según el volumen real, medido en metros cúbicos de lodo que se ha colocado según lo especificado. El volumen de lodo colocado será determinado por medición en lotes.]

El abono por el suministro y colocación del lodo se hará al precio unitario indicado en el cuadro de precios por metro cúbico, dicho precio unitario incluirá los costes de los materiales, excepto el cemento y el equipo y el trabajo de limpieza, humectación, mezclado, colocación y otros trabajos necesarios para llevar a cabo las inyecciones de lodo como se ha especificado.

El abono del cemento usado en el lodo se hará al precio unitario por saco ofertado en el cuadro de precios por suministrar y manipular el cemento para el lodo.

G.62. Hormigón de Limpieza.

(a) *Generalidades.*- El contratista colocará hormigón de limpieza en las zonas expuestas, rotas, fracturadas o con fallas en las partes de la cimentación bajo la presa. *[zona (1, 1A y 2)]; la estructura del aliviadero, y otras localizaciones como indique la Administración. El hormigón de limpieza puede ser usado en zonas que son muy grandes para ser tratadas satisfactoriamente con lodos y los volúmenes son demasiado pequeños para ser satisfactoriamente rellenados con talud continuo compactado, como indique la Administración.

(b) *Materiales.*- El hormigón de limpieza debe de ser hormigón basto de acuerdo con lo indicado en las secciones G.73 a G.89.

(c) *Colocación del Hormigón de Limpieza.*- Donde sea determinado por la Administración que no es práctico excavar los salientes de las rocas o las caras con más pendiente que el 0,5 horizontal a 1 vertical sin que se haya estropeado por detonaciones o por excesiva excavación de material, se puede dar a las caras de la roca una terminación sólida con hormigón de limpieza para proporcionar una superficie de contacto de menos pendiente de 0,5 horizontal a 1 en vertical. Se puede usar encofrados en los lugares que indique la Administración.

*[Todo el hormigón de limpieza debe de ser colocado seguidamente a la finalización de la pantalla de lechada, a no ser que sea aprobado específicamente por la Administración.]

*[Donde haya zonas blandas o zonas alteradas en la superficie de la formación, deben de ser excavadas lo que se ha indicado y rellenadas con hormigón de limpieza. Las zonas blandas se definen como zonas en _____ de la formación que puede ser excavada a mano con una pala. En la colocación del hormigón de limpieza puede ser necesario el uso de encofrados. Los encofrados deben de usarse en los sitios indicados por la Administración.]

*[También se puede usar hormigón de limpieza

*Borrar o revisar según sea necesario.

UDHCONECTA.COM

para rellenar canales excavados y agujeros encontrados en la excavación de la presa y las zanjas hasta los límites indicados por la Administración.]

Los agujeros indicados deben de ser excavados adecuadamente y limpiados de todo el material suelto como indique la Administración. Las juntas abiertas, las zonas de fallas y las zonas fracturadas deben de ser limpiadas como se indica en G.29(c)(3). El hormigón de limpieza se debe de colocar como se indica para formar una superficie sin fracturar contra el talud de la presa o la estructura de hormigón que se va a colocar.Las superficies terminadas con hormigón de limpieza deben de ser dejadas con una terminación rugosa, de tipo de cepillado para proporcionar una unión adecuada con los materiales del talud.

(d) *Medición y Abono.*- La medición, para su abono, del hormigón de limpieza se hará por el volumen real de hormigón colocado medido por lotes.

El abono del hormigón de limpieza debe de hacerse al precio unitario por metro cúbico del cuadro de precios ofertado, dicho precio unitario debe de incluir todos los costes, el coste de los encofrados, si fueran necesarios, y el coste de la mano de obra y los materiales necesarios para la construcción del hormigón, excepto el pago por el suministro y manipulación del cemento que se hará al precio unitario por tonelada ofertado en el cuadro de precios.

Los costes de excavación, incluyendo la limpieza de la excavación de todos los materiales sueltos, debe de incluirse en la *(aplicable) unidad del cuadro de precios para la excavación de la cimentación de la presa *(y la excavación de las estructuras).

La cantidad de hormigón de limpieza es incierta, y el contratista no tendrá derecho a un abono adicional sobre los precios unitarios del cuadro de precios por incrementarse o decrecer las cantidades necesarias.

F. ESPECIFICACIONES DEL HORMIGÓN

G.63. Introducción.

(a) *Generalidades.*- Se consideran aquí dos tipos de Pliegos de Condiciones diferentes sobre el hormigón, uno para cantidades pequeñas de hormigón en obras relativamente simples y otro para obras más complejas, que requieren un mayor volumen de hormigón y en las que las estructuras que se tratan de construir son tales que necesitan un mayor cuidado durante su construcción. Las especificaciones para obras que necesiten un cuidadoso control, no incluyen todos los requisitos que serían necesarios para una presa de hormigón en masa. Normalmente, se necesitarán investigaciones y especificaciones adicionales relacionadas con el proyecto de fabricación de hormigón y procedimientos de construcción necesarios para una presa de hormigón en masa.

Cuando se va a construir una presa de hormigón en masa , puede ser conveniente pedir, antes de su instalación, revisar y adelantar la aprobación de las plantas del contratista. Esto es aplicable en concreto a las plantas y los equipos para su procesamiento, manipulación y transporte, almacenamiento, y proporciones de los componentes del hormigón y para su mezclado, transporte y colocación del hormigón. En los casos en los que se considere deseable, se debe de pedir al contratista que entregue los planos a la Administración para su aprobación, mostrando la disposición propuesta de la planta, y suministrar una descripción de los equipos que se propone a usar con el suficiente detalle que pueda ser adecuadamente revisado. Los planos y descripciones deberían de ser presentadas con suficiente tiempo antes del montaje de la planta para permitir un tiempo razonable para

su revisión, y para poder darse cuenta de las posibles alteraciones de la planta si se consideran inadecuadas. Cuando se entregan en las mismas especificaciones tipos de equipos o de procedimientos específicos, puede permitirse al contratista el usar procedimientos alternativos o tipos de equipos si se han demostrado para la satisfacción de la Administración que se obtendrán resultados equivalentes. La aprobación por la Administración de las plantas del contratista y sus equipos o sus operaciones, o cualquier procedimiento constructivo, no deben de ser causa de renuncia o modificación de los requisitos de calidad de los materiales de la obra finalizada.

Las especificaciones se han escrito basándose en que el hormigón que va a ser usado en la obra estará diseñado y controlado por el comprador (nombrado en las especificaciones como Gobierno o Administración) dentro del máximo porcentaje de agua y cemento y las limitaciones especificadas del asiento, las limitaciones de la calidad y gradación de los áridos y las limitaciones de los otros materiales especificados, excepto en el caso de las especificaciones para trabajos pequeños, el contenido de cemento puede ser especificado en lugar del requisito del máximo porcentaje agua-cemento. El comprador también determinará los porcentajes de arena y del tamaño de cada árido que van a usarse en las mezclas. Las limitaciones de la calidad que se muestran en las especificaciones para la arena y el árido se consideran límites estándares. Estos límites pueden reducirse cuando sólo hay disponibles materiales que no cumplan las especificaciones, dentro de una distancia razonable de transporte y suponiendo que se ha comprobado con ensayos del hormigón fabricado con esos áridos que se puede fabricar un hormigón durable y de adecuada resistencia. En estas especificaciones tal y como han sido escritas, la cantidad de cemento usado en pequeñas obras puede ser incluido en el coste del hormigón o pagada separadamente; en las especificaciones para las grandes obras, la cantidad de cemento usado en la obra debe de ser pagado independientemente: Al aplicar esas especificaciones, el comprador puede tener su propio personal de ingenieros o contratar a otra empresa con ingenieros para llevar a cabo los ensayos con los áridos propuestos, el diseño de las mezclas, y la gestión del control durante la construcción. Sin embargo, si el comprador desea hacer el diseño de la mezcla y el control de la responsabilidad del contratista, las especificaciones deben de ser revisadas para permitir esto. En este caso, las especificaciones deben de incluir requisitos de resistencia compresión (por ejemplo 280 Kg/cm^2, 4000 libras por pulgada cuadrada) del hormigón. Las mezclas deben de diseñarse para tener en cuenta la necesidad de incrementar las resistencias medias a compresión a los 28 días para cilindros estándares de 15,24 por 30,48 cm (6 por 12 pulgadas) para cumplir los diseños de resistencia a compresión a los 28 días. El criterio aceptado por el Bureau of Reclamation es que la resistencia a compresión del 90 por ciento de los cilindros ensayados que representan el hormigón estructural debe de ser mayor de la resistencia a compresión de diseño, ver el Manual del Hormigón del Bureau [2].

(b) *Hormigón Fabricado en Planta.*- Las especificaciones incluidas aquí permiten fabricar el hormigón en una planta central en el emplazamiento de la obra, usar hormigón de plantas fuera de la obra y transportado usando camiones hormigoneras. Las especificaciones más completas contienen estipulaciones precisas de la central de mezclado y fabricación del hormigón para el hormigón fabricado en el emplazamiento de la obra o suministrado de plantas de hormigonado usando camiones hormigonera.

(c) *Especificaciones de Referencia.*- Los materiales y los procedimientos que están especificados por las Especificaciones Federales, AST, Standard Specifications, y otras especificaciones estándares, o códigos deben de estar de acuerdo con las últimas

UDHCONECTA.COM

ediciones o revisiones vigentes a la fecha que se reciben las ofertas o se firma el contrato, según sea lo más apropiado. Las especificaciones para la obra indicada deben de contener estipulaciones para esas condiciones.

1. Pliego de Condiciones del Hormigón para Pequeñas Obras.-

G.64. Fuentes de Información.

Los apartados que se incluyen a continuación se han preparado tomando como base los Pliegos de Condiciones utilizados por el Bureau of Reclamation para cantidades de hormigón inferiores a 76 metros cúbicos (100 yardas cúbicas).

G.65. Materiales.

El contratista debe de suministrar todos los materiales usados en el hormigón, incluyendo el cemento, el agua, la arena, los áridos y los aditivos especificados; y deben de suministrar los redondos de acero [73](y mallazos) y los materiales para curar el hormigón. La puzolana, según lo especificado, puede reemplazar parcialmente el cemento y, si se usa, puede reemplazar el 20 por ciento, en peso, del cemento. Treinta días antes de la colocación del hormigón, el contratista debe de entregar a la Administración el nombre y el fabricante del cemento, los aditivos, componentes de curado y fuente de los áridos. La Administración se reserva el derecho de solicitar que le entreguen los datos de los ensayos del fabricante y la certificación de que cumple con sus especificaciones, y requerir la entrega de muestras de todos los materiales del hormigón para ensayar antes o durante el uso del hormigón.

(a) *Cemento.*- El cemento Pórtland usado debe de cumplir con los requisitos de la denominación de ASTM: C150 para el [74](tipo___) cemento Pórtland [75](excepto que el máximo porcentaje de aluminio de tricalcio permitido en el cemento tipo 1 debe ser del 15 por ciento), y debe de cumplir las limitaciones de las especificaciones referentes a cantidad baja de álcali y endurecimiento rápido. La limitación de cantidad de álcali para el cemento puede ser modificada si se solicita, si la arena y el árido no contienen cantidades importantes, de acuerdo a lo que indique la Administración, o partículas potencialmente reactivas con el álcali, definidas por ensayos con muestras y análisis petroquímicos de los áridos propuestos. Si el contratista solicita no cumplir la limitación de bajo contenido en álcali, se le requerirá entregar análisis petrográficos satisfactorios para la Administración, a no ser que esos análisis se hayan llevado a cabo por el Bureau of Reclamation. El cemento debe de estar libre de grumos y contaminación por el agua y otra materia extraña cuando se use en el hormigón.

(b) *Puzolanas.*- Las puzolanas deben de cumplir los requisitos de la ASTM C618 par la clase N, F o C con los requisitos adicionales:

(1) El máximo porcentaje de trióxido de sulfuro debe de ser del 4,0 por ciento en las clases F y C.

(2) El máximo porcentaje de pérdida al quemarse debe de ser el 8,0 por ciento para la clase N y del 2,5 por ciento para las clases F y C.

(3) El índice de actividad puzolánica con limos debe de determinarse usando cubos de 5 centímetros (2 pulgadas), y la resistencia mínima a los 7 días debe de ser de 63 Kg/cm^2 (900 Libras/pulgada^2).

(4) A no ser que el contratista elija áridos que no sean potencialmente reactivos con el álcali, la puzolana debe de ensayarse para la reducción de la expansión del mortero a los 14 días como se especifica para la puzolana N, bajo los requisitos físicos opcionales de la ASTM C618; sin embargo, el cemento usado en los ensayos debe de ser de bajo contenido en álcali. Para que la puzolana sea aceptable, debe de tener una reducción de la expansión del cero por ciento o mayor cuando se compare con los ensayos de control.

(5) La puzolana no debe de disminuir la resistencia al hormigón. La puzolana "Lassenite SR", comercializada por Lassenite Industries Inc., 1475 Terminal Way, Reno NV 89502, y la puzolana "Sun, producida por Oregon Pórtland Cement Co., 111 Southest Madison, Pórtland OR 97214, que son puzolanas de la clase N, se ha comprobado que no disminuyen la resistencia al sulfato. Las puzolanas de la clase F y C no disminuyen la resistencia frente a los sulfatos si tienen un factor "R" menor de 2,5. El factor "R" se define como "(C-5)/F, donde C es el contenido de óxido de calcio de la puzolana en porcentaje y F es el contenido de óxido de hierro en porcentaje".

(c) *Agua.*- El agua no contendrá cantidades perjudiciales de limo, materia orgánica, sales o cualquier otra impureza.

(d) *Arena y Áridos.*- La arena y los áridos serán fragmentos limpios de roca densa, dura y resistente que estén libres de cantidades dañinas de suciedad, materia orgánica, y otras sustancias perjudiciales. La arena y los áridos deben de cumplir los requisitos de la ASTM C33. Los áridos deben de cumplir las graduaciones de cada tamaño para el tamiz N°467 (3,8 cm (1 ½ pulgada) del tamiz N°4 estandar de los Estados Unidos), o el tamaño N°57 (2,54 centímetros (1 pulgada) del N°4).

(e) *Agente Aireante.*-El agente aireante deberá cumplir con las especificaciones de la ASTM, Designation C 260: Teniendo en cuenta que el agente aireante usado con aditivos del tipo F o G puede neutralizar la fórmula de la resina de vinsol.

(f) *Aditivos Químicos.*- El contratista puede usar aditivos químicos que cumplan las ASTM C494, tipo A, D, F o G. Los aditivos químicos que introduzcan más de un 0,1 por ciento de cloruro, en peso, de materiales cementantes no deben de usarse en hormigón para usarlo como hormigón pretensado, tableros de puentes u hormigón con aluminio, elementos de metal galvanizado u otros similares con acero que vayan a ser embebidos en el hormigón.

[76][En todos los otros hormigones, puede suministrarse y usarse acelerador durante el tiempo frío y como se ha indicado anteriormente, cumpliendo la ASTM C494 para el tipo C o E. Además, si se usa un acelerador, el cloruro de calcio debe de cumplir los requisitos de la ASTM C98, y no debe de ser más grueso que el grado A, clase 1, o debe de ser líquido. La porción de agua en la mezcla que contenga otros aditivos no debe de entrar en contacto con el cloruro cálcico antes de entrar en el mezclador.]

(g) *Armaduras y [50](mallazos).*-Las armaduras deberán cumplir las ASTM A615 o A617, grado [77](40 o 60), incluyendo los requisitos suplementarios. [50][El mallazo debe de ser electrosoldado de acuerdo a la ASTM A185 o A497].

(h) *Compuestos de Curado.*- Los compuestos de curado de base de cera (tipo I), el agua emulsionada, los de base de resina (tipo II) deben de cumplir con los requisitos de las "Specifications for Concrete Curing Compound" del Bureau, del 1 de Octubre de 1980. Los compuestos de curado tienen que mantener una calidad uniforme en cada contenedor y en cada barco.

(i) *Película de Polietileno.*- La película de polietileno para curar el hormigón debe de ser de color blanco, de 0,1 mm (4 mils) de espesor y debe de cumplir con los requisitos de la ASTM C171.

[73]Borrar si no se usan mallazos.

[74]Determinar el tipo de cemento que se va a usar.

[75]Incluir sólo cuando se especifica el tipo de cemento I.

[76]Borrar si se ha especificado el tipo de cemento V; si se usa hormigón para sostener y transmitir las líneas de la cimentación, o si se usan aditivos aceleradores, en otro caso debe de ser prohibido.

[77]Borrar o revisar según el grado que se requiera.

UDHCONECTA.COM

G.66. Composición.

A no ser que se indique lo contrario, el contratista diseñará la mezcla del hormigón de acuerdo con estas especificaciones. Los diseños de la mezcla deben de tener los contenidos mínimos de material cementante indicados en la tabla G-4. Cada diseño de la mezcla debe de ser entregado a la Administración para su revisión antes de usar la mezcla del hormigón.

Tabla G-4.-Contenido mínimo de materiales cementantes

Nominal MSA en hormigón, cm (pulgadas)	Contenido mínimo de materiales cementantes sin WRA, Kg/m³ (lb/yd³)	Contenido mínimo de materiales cementantes con WRA, Kg/m³ (lb/yd³)
3,8 (1 ½)	432	409
2,54 (1)	474	447

MSA = máximo tamaño del árido
WRA = aditivos de reducción de agua

La Administración ensayará el hormigón para confirmar que cumple estas especificaciones, y se reserva el derecho a diseñar y ajustar las proporciones de la mezcla del hormigón.

Los agentes aireantes deben de usarse en la cantidad necesaria para que aumenten la entrada de aire en un 4 a 6 por ciento, en volumen, del hormigón cuando se descarga en su emplazamiento. Los grumos del hormigón no deben de ser mayores de 7,6 centímetros (3 pulgadas), más o menos 2,5 centímetros (1 pulgada), ni 12,7 centímetros (5 pulgadas) cuando inicialmente se mezcla.

*[Los aditivos químicos C o E, incluyendo el cloruro cálcico, no deben de usarse en el hormigón.]

G.67. Dosificación, Mezclado y Amasado.

El hormigón debe de ser fabricado y entregado de acuerdo a la ASTM C 94, "Standard Specifications for Ready Mixed Concrete.".

Cuando los materiales cementantes a granel y áridos se mezclan en seco y se transportan en donde se lleva a cabo la mezcla, cada amasada debe de ser protegida durante su transporte para evitar pérdidas y limitar la deshidratación de los materiales cementantes. Deben de tenerse compartimentos cubiertos separados para los materiales cementantes, o deben de ser completamente envueltos y cubiertos con áridos para evitar que se los lleve el viento. Si los materiales cementantes están envueltos con áridos húmedos o expuestos a la humedad y pueden darse retrasos entre el amasado y el mezclado, el contratista debe, a su coste, añadir materiales cementantes extras en cada amasado de acuerdo con lo indicado en la tabla G-5.

G.68. Puesta en Obra del Hormigón, Curado y Protección.

Los redondos (armaduras) [50](y mallazo) de acero se colocarán en obra según indiquen los planos. Antes de su puesta en obra, sus superficies estarán limpias de herrumbre, suciedad, grasa o cualquier otra sustancia extraña. La armadura se colocará y asegurará en su posición exacta, de modo que no haya peligro de que se mueva durante la puesta en obra del hormigón.

Tabla G-5.-Condiciones requeridas para los materiales cementantes.

Horas de contacto entre materiales cementantes y áridos húmedos[1]	materiales cementantes adicionales necesarios, porcentaje
0 a 2	0
2 a 3	5
3 a 4	10
4 a 5	15
5 a 6	20
Por encima de 6	El lote se rechazará

[1]La Administración se reserva el derecho para requerir la adición de materiales cementantes para los períodos más cortos de contacto durante los períodos de tiempo caluroso y el contratista no tendrá derecho a compensación adicional a causa del período acortado de contacto.

Se utilizarán los encofrados para dar al hormigón la forma adecuada. Las superficies expuestas sin encofrar deben de hacerse uniformes y darlas un acabado razonablemente suave, fratasado, como sea indicado. La temperatura del hormigón cuando se ponga en obra no debe de ser mayor de 32 °C (90 °F) y no menor de 10 °C (50 °F).

El hormigón se curará con agua o con una membrana de curado o capas de polietileno. Si se cura con agua, habrá que mantener el hormigón continuamente húmedo, al menos los primeros 14 días, mediante riego o por cualquier otro método aprobado por la Administración. El curado por membrana del hormigón se realizará aplicando un producto de sellado de acuerdo con las Normas del Manual del Hormigón del Bureau of Reclamation [2]. El hormigón curado con capas de polietileno debe de ser continuamente humedecido durante al menos 14 días después de colocarlo.

El contratista protegerá el hormigón de cualquier daño hasta la recepción definitiva de la obra por la Administración. El hormigón debe de mantenerse a una temperatura no menor de 10 °C (50 °F) durante al menos 72 horas una vez puesto en obra, si se cura con agua, debe de ser protegido contra las temperaturas bajas durante el periodo de curado. Una vez que se ha completado el curado con agua, el hormigón se mantendrá a una temperatura no menor de 10 °C (50 °F) durante 72 horas. Cuando se utiliza calor, debe de tenerse especial cuidado para ventilar el calor y evitar que se seque el hormigón.

G.69. Reparación del Hormigón.

Todo el hormigón que esté dañado o defectuoso por cualquier causa; el hormigón que está cuarteado, fracturado o defectuoso; y el hormigón que, debido a las excesivas depresiones de su superficie, debe de ser excavado y reemplazado para poner las superficies hasta los límites indicados; y deben de corregirse las imperfecciones e irregularidades. La reparación del daño o de los defectos del hormigón y la corrección de las imperfecciones de la superficie e irregularidades debe de hacerse con *(hormigón, relleno seco, mortero de cemento, hormigón con epoxi o mortero con epoxi), donde sea adecuado para el tipo de reparación necesaria, de acuerdo con las "Standard Specifications for Repair Concrete" del Bureau of Reclamation del 4 de Enero de 1982: Excepto, si se usa epoxi o mortero con epoxi, no debe de usarse para reparaciones al aire libre que tengan una superficie mayor de 0,09 m² (1 pie cuadrado). El coste del suministro de todos los materiales y llevar a cabo todos los trabajos necesarios para reparar el hormigón y corregir las imperfecciones e irregularidades serán a expensas del contratista.

G.70. Abono.

*[El abono del hormigón necesario bajo estas especificaciones, incluyendo el coste de suministrar y colocar las armaduras de refuerzo [50](y mallazo), se hará al precio alzado de la unidad de obra ofertado para *(hormigón _____)].

El precio alzado de la oferta para el *(hormigón _____) debe de incluir el coste del suministro de la cantidad de los materiales cementantes especificados en la sección G.66. Si la Administración necesita que el contratista use más cemento de la cantidad indicada, dicho cemento adicional debe de ser abonado de acuerdo con la sección de estas especificaciones "Cambios".

G.71. Costes.

*[El coste de toda la mano de obra y los materiales necesarios para el hormigón bajo estas especificaciones, incluyendo el coste del suministro y la colocación de la armadura de refuerzo [50](y mallazo), debe de ser incluida en el precio alzado del cuadro de precios para el (hormigón ____)].

*Borrar o revisar según sea necesario.

UDHCONECTA.COM

*[El precio alzado del cuadro de precios para el (hormigón _____) debe de incluir el coste de suministrar las cantidades de cemento especificados en esta sección G.66. Si la Administración necesita que el contratista use materiales cementantes adicionales a esas cantidades, dichos materiales cementantes serán pagados de acuerdo a la sección en estas especificaciones denominada "Cambios".]

2. Pliego de Condiciones del Hormigón en Grandes Obras.

G.72. Fuentes de Información.

Los apartados escritos a continuación se han preparado tomando como base las normas utilizadas por el Bureau of Reclamation en obras que requieren más de 760 metros cúbicos (1000 yardas cúbicas) de hormigón o más.

G.73. Composición.

(a) *Generalidades.* - El hormigón se compondrá de [78](cemento) [79](materiales cementantes), arena, árido grueso, agua y aditivos, todo bien amasado para que adquiera la consistencia adecuada.

(b) *Tamaño Máximo del Árido.*- El tamaño máximo del árido, utilizado en el hormigón para cualquier parte de la obra, será el más grande de los tamaños especificados, cuyo empleo es posible desde el punto de vista de conseguir una buena resistencia, espaciado de la armadura y elementos embebidos y el espesor de puesta en obra. El tamaño del árido que se va a usar se determinará por la Administración, y puede variar incrementalmente de acuerdo a las condiciones encontradas en cada emplazamiento de la obra.

*Borrar o revisar según sea necesario.
[78]Borrar cuando se use hormigón estándar, Conc 3 Materiales Cementantes.
[79]Borrar cuando se usa el hormigón estándar, Conc 2, cemento.

[80][Si la fuente del árido elegida por el contratista tiene un tamaño nominal menor de 7,5 cm (3 pulgadas), la Administración considerará usar un tamaño nominal menor en partes de la obra. Si se acepta dicho cambio, éste no supondrá un coste adicional para la Administración, y el contratista no recibirá compensación adicional por [55](cemento) [56](materiales cementantes) necesarios como resultado de usar un tamaño menor de árido.]

En general, *(se utilizará árido de tamaño máximo de 7,6 centímetros (3 pulgadas) en muros de al menos 40 centímetros de espesor (15 pulgadas) y en losas de espesor mayor de 20 centímetros (9 pulgadas), se empleará un tamaño máximo de árido de 3,8 centímetros (1 ½ pulgadas) en el tamaño máximo de árido en otros lugares en los que se coloque el hormigón.

*(El tamaño máximo del árido para recubrimientos con hormigón de canales debe de ser 3,8 centímetros (1 ½ pulgadas) para espesores de recubrimiento de 7,6 centímetros (3 pulgadas) y mayores y de 2 centímetros (3/4 de pulgada) para espesores de menos de 7,6 centímetros (3 pulgadas)). Se usarán tamaños de áridos menores cuando la Administración determine que la colocación del hormigón apropiado es imposible *(con la lista de tamaños de áridos indicada anteriormente).

(c) *Dosificación.*-Las proporciones de la mezcla se diseñarán y adaptarán por la Administración. Las proporciones de los componentes se harán de acuerdo al "Concrete Manual" del Bureau [2]. Las proporciones en que se van a mezclar los distintos componentes para las diferentes unidades de obra, serán determinadas de vez en cuando durante el desarrollo del trabajo de acuerdo con los ensayos realizados sobre muestras de áridos y probetas de hormigón. La dosificación y la

[80]Revisar como sea necesario. Borrar la referencia a áridos de 7,6 centímetros si no es aplicable.
*Borrar o revisar según sea necesario.

relación agua-cemento se fijarán de modo que se consiga un hormigón que tenga la trabajabilidad, densidad, impermeabilidad, durabilidad y resistencia adecuadas, sin utilizar una excesiva cantidad de [55](cemento) [56](materiales cementantes). La resistencia adecuada para el hormigón estructural es la que asegura que el [81](90) por ciento de todos los cilindros ensayados exceden la resistencia de diseño. La resistencia adecuada para recubrimientos de túneles, canales y otras estructuras es la que asegura que el 80 por ciento de todos los cilindros ensayados exceden la resistencia de diseño. A no ser que se muestre otra resistencia en los planos, la resistencia de diseño a los 28 días debe de ser [58](_____ kg/cm^2 para el hormigón estructural, _____ kg/cm^2 para el hormigón de recubrimiento de canales y túneles, y _____ kg/cm^2 para el hormigón de relleno).

La relación neta agua-[55](cemento) [56](materiales cementantes) sin contar con el agua que contiene el árido, debe de ser lo suficientemente baja para proporcionar una adecuada durabilidad al hormigón. Se usará el USBR 4211 del Concrete Manual del Bureau [2] como guía para determinar la máxima proporción agua-[55](cemento) [56](materiales cementantes) para asegurar la durabilidad del hormigón.

Cuando se usa cemento Pórtland con puzolana, la puzolana debe de ser el 20 por ciento, en peso, del total de los materiales cementantes.

(d) *Consistencia.*- El asiento del hormigón después de haberlo vertido, pero antes de su consolidación, [82][no será superior a *(5±2,5 centímetros (2±1pulgadas) en hormigones destinados a la parte alta de los muros, pilares, parapetos, bordillos y en losas horizontales o casi horizontales, y en todas losas usadas como las bóvedas de túneles. El asiento no debe de ser superior a 10±2,5 centímetros (4±1pulgadas) en las paredes de arcos de hormigón ni en los revestimientos de los túneles y en las bóvedas de los túneles colocadas monolíticamente con las paredes y la bóveda; y no debe de exceder de 7,6±2,5 centímetros (3±1pulgadas) en el hormigón de revestimiento de canales y el resto de los usos)]. Si el asiento se supera al colocarse el hormigón, este es inaceptable. La Administración se reserva el derecho de prescribir un asiento menor siempre que, con este menor asiento, se pueda consolidar por vibración, de acuerdo con lo dicho en la sección G-87. No se permitirá el empleo de cubos, canaletas, tolvas o cualquier otro tipo de material que no permita el transporte y puesta en obra del hormigón con menor asiento.

Cuando se utilice un aditivo químico del tipo F o G para fluidificar el hormigón para condiciones de puesta en obra inusuales, el asiento debe de ser el adecuado para esas condiciones de colocación.

La consistencia del hormigón de las distintas amasadas ha de ser uniforme. La cantidad de agua empleada en la fabricación del hormigón se ajustará, cuando sea necesario, para conseguir un hormigón de la consistencia adecuada y para tener en cuenta cualquier variación del contenido de humedad o granulometría de los áridos. No se permitirá la adición de agua para compensar el endurecimiento del hormigón antes de su puesta en obra.

G.74. Medidas de Control de Calidad del Hormigón y Programa de Control de Calidad.

(a) *Medidas de Control de Calidad.*- Como se ha indicado en esta sección de estas especificaciones "Inspecciones para la Construcción", el contratista será responsable de proporcionar las medidas de control de calidad para asegurar el cumplimiento del hormigón con los requisitos del contrato.

[81]Revisar como sea necesario. Consultar con proyectistas.
[82]Si la obra es fundamentalmente de instalación de bordillos, borrar el recordatorio de esta frase e insertar "no debe de exceder de 7,6 centímetros (3 pulgadas)"

UDHCONECTA.COM

(b) *Programa de Control de Calidad.*- Independientemente de las medidas de control de calidad del hormigón, la Administración llevará a cabo un programa de seguimiento de la calidad, incorporando los ensayos y los equipos [83](proporcionados por el contratista) de toma de muestras del contratista. Como parte del programa de seguimiento, la Administración realizará ensayos en la medida de lo necesario para asegurar que los componentes del hormigón, y el hormigón fresco y el endurecido, cumplen los niveles de calidad especificados.

(1) *Ensayos.*- La Administración obtendrá las muestras y llevará a cabo los ensayos de acuerdo con los métodos recogidos en las secciones G.78 y G.79 y los métodos de ensayos y especificaciones siguientes:

a. *Muestra de cemento hidráulico.*- ASTM C183.
b. *Muestra de puzolana.*- ASTM C311.
c. *Muestra de áridos.*- ASTM D75.
d. *Reducción de muestras de campo de áridos para ensayar el tamaño.*- ASTM C702.
e. *Absorción de los áridos finos.*- ASTM C128
f. *Absorción de áridos gruesos.*- ASTM C127
g. *Contenido de humedad total del árido.*- ASTM C566
h. *Toma de muestra del hormigón fresco.*- ASTM C172
i. *Uniformidad del Hormigón.*- ASTM C94, anexo A1.
j. *Densidad (peso específico) y rendimiento.*- ASTM C138, excepto que se puede usar un recipiente de 23 litros (0,25 pies cúbicos) para tamaños de 3,8 centímetros (1 ½ pulgadas) [84](y puede usarse un recipiente de 46 litros (0,5 pies cúbicos) para tamaños de áridos de hasta 7,6 centímetros (3 pulgadas)).
k. *Contenido de aire.*- ASTM C231
l. *Asiento.*- ASTM C143
m. *Medida de la temperatura del hormigón fresco.*- ASTM C1064. La temperatura se determinará colocando un termómetro en el hormigón puesto en obra.
n. *Fabricación y curado de muestras "In situ".*- ASTM C31, excepto que la frecuencia de las vibraciones internas debe de ser de 10.000 vibraciones por minuto o más cuando se usa.
o. *Preparación de las probetas cilíndricas de hormigón.*- ASTM C617
p. *Resistencia a compresión de las probetas cilíndricas de hormigón.*- La ASTM C39 para las probetas fabricadas y la ASTM C42 para las extraídas.

(2) [60](*Instalaciones para Ensayos*) *Equipos para Tomar Muestras.*- El contratista debe de proporcionar los equipos de toma de muestras [60](e Instalaciones para Ensayos), para su uso por la Administración, como se indica a continuación:

a. [60][Un edificio cerrado de no menos de 18,6 metros cuadrados (200 pies cuadrados) junto a la planta de amasado, libre de las vibraciones de la planta y excesivo ruido de la misma, y que tenga los equipos necesarios, incluyendo iluminación, aire comprimido, agua, control de la temperatura de la habitación y energía eléctrica]

b. [85][Los equipos mecánicos para la obtención y manipulación, de una forma segura, de las muestras de los áridos y los otros componentes del hormigón durante el amasado, y en las plantas centrales de fabricación, los equipos mecánicos para la obtención, de una forma segura, de las muestras del hormigón del punto en donde el hormigón se descarga en las hormigoneras.]

c. Un espacio de trabajo amplio y protegido cerca de la obra, y medios de seguridad para proporcionar y manipular las muestras representativas de hormigón.

d. [60][Retirada de las instalaciones de ensayos.- Una vez que se han finalizado los ensayos, el contratista retirará las instalaciones que ha facilitado, las cuales seguirán siendo de su propiedad.]

(3) *Planos y Datos proporcionados por el Contratista.*- El contratista proporcionará los planos y los datos del *[(Proyecto) Ingeniería], para su aprobación, mostrando la situación y descripción de los equipos de toma de muestras [60](instalaciones de ensayos) suministrados por el contratista, para que la Administración tome muestras y ensaye los materiales del hormigón y el hormigón, al menos 30 días antes de que el contratista instale sus plantas y equipos para el procesamiento, manipulación, transporte, almacenamiento y haga las proporciones de los componentes del hormigón, los mezcle, transporte y coloque el hormigón. Los planos y los datos deben de proporcionar una descripción en suficiente detalle para poder revisar la instalación y el equipamiento que propone el contratista para que la Administración lo use en su programa de seguimiento de la calidad.

Se enviará una copia de los planos y de la información del *[(Proyecto) Ingeniería], al Bureau of Reclamation, _____ y se enviará una copia de la carta entregando los planos y la información del *[(Proyecto) Ingeniería] a la Administración.

(c) *Costes.*- El coste de proporcionar los planos y la información, los equipos de toma de muestras, [60](y las instalaciones de ensayo) debe de ser incluido en los precios aplicables ofertados.

[83]Borrar si no se usan instalaciones para ensayar.

[84]Borrar si no se especifica un hormigón con tamaño de árido mayor de 3,8 centímetros (1 ½ pulgadas)

[85]Revisar la subsección de la carta si se necesita

*Borrar o revisar según sea necesario.

G.75. Materiales Cementantes.

(a) *Generalidades.*- Para el alcance de estas especificaciones, los materiales cementantes son los siguientes: Cemento Pórtland, Cemento Pórtland más Puzolanas o Mezcla de Cemento Hidráulico. Además, todos los materiales cementantes que sean utilizables en el hormigón puesto en obra y productos del hormigón, [86][excepto si el cemento Pórtland se utiliza para inyecciones con mortero y elementos metálicos, según lo especificado en este Pliego para "Equipos para las Inyecciones con Mortero y Elementos Metálicos"].

Los materiales cementantes deben de estar libres de grumos y otros materiales perjudiciales y deben de estar sin dañar cuando se usen. Antes de empezar a poner en obra un hormigón, debe de haber almacenado suficiente material cementante en la planta de amasado como para completar el tajo.

El transporte del lugar de la fabricación a la planta de amasado debe de hacerse con medios que protejan completamente el material cementante de su exposición a la humedad. Nada mas recibirlos en el emplazamiento de la obra, los materiales cementantes a granel deben de se almacenados en silos secos, estancos al agua y adecuadamente ventilados hasta que los materiales cementantes se hayan amasado. El contratista debe de vaciar y limpiar los silos cuando se lo indique la Administración; sin embargo, los intervalos de limpieza serán normalmente mayores de 6 meses. Cada entrega de cemento debe de ser almacenada de forma que se distinga fácilmente de otras entregas, y deben de ser almacenadas en una zona seca, cerrada y protegida de la humedad. Para prevenir el envejecimiento del cemento en sacos una vez

[86]Incluir cuando se indique todos los otros elementos o productos del cemento que necesitan el cemento Pórtland. Se deben de completar estas especificaciones teniendo en cuenta la posibilidad de usar cenizas volantes o materiales que las contengan.

UDHCONECTA.COM

entregado, una vez recibido en obra, el contratista utilizará los sacos de cemento en el mismo orden en que se han ido recibiendo. Todas las instalaciones de almacenamiento estarán sujetas a la aprobación de la Administración y deben de ser construidas de forma que tengan un fácil acceso para su inspección.

(b) *Opciones de los Materiales Cementantes.*- [87][Los materiales cementantes deben de ser suministrados por el contratista de acuerdo a las siguientes opciones:

(1) Sólo Cemento Pórtland del Tipo II

(2) Cemento Pórtland del Tipo II más una puzolana del tipo N, F o C.

(3) Sólo Mezcla de Cemento Hidráulico Tipo IP (MS)]

(c) *Materiales*:

(1) *Cemento Pórtland.*- El cemento Pórtland debe de cumplir los requisitos de la ASTM C150 para el tipo de cemento II, y debe de cumplir las limitaciones opcionales del endurecimiento prematuro especificado aquí. El cemento Pórtland también debe de cumplir la limitación de bajo contenido de álcali, a no ser que los áridos del contratista no sean potencialmente reactivos al álcali.

(2) *Puzolana.*- La puzolana usada bajo las opciones especificadas en las subsecciones (b)(2) y (b)(3) debe de cumplir los requisitos de la ASTM C 618 de las clases N, F o C, con los requisitos adicionales:

a. El máximo porcentaje de trióxido de sulfuro debe de ser del 4,0 por ciento para las clases F y C.

b. El máximo porcentaje de pérdida por ignición debe de ser del 8,0 por ciento para las clases N y del 2,5 por ciento para las clases F y C.

c. El índice de actividad puzolánica con los limos debe de determinarse usando cubos de 5 centímetros (2 pulgadas) y una resistencia mínima a los 7 días de 63,3 Kg/cm^2 (900 libras/pulgada^2).

d. A no ser que el contratista elija áridos que no son potencialmente reactivos con el álcali, la puzolana que se use de las especificadas en la subsección (b)(2) debe ensayarse para comprobar la reducción de la expansión del mortero a los 14 días como se ha especificado para las puzolanas de la clase N, bajo los requisitos físicos opcionales de la tabla 2A de la ASTM C 618; sin embargo, el cemento usado en los ensayos debe de ser de bajo contenido en álcali. Para que la puzolana sea aceptable, debe de tener una reducción de la expansión del cero por ciento o mayor al compararlo con el ensayo de control.

e. Además, la puzolana usada en las opciones especificadas en las subsecciones (b)(2) y (b)(3) no debe de reducir la resistencia del hormigón al sulfato. Se ha comprobado que las puzolanas siguientes de la clase N no reducen la resistencia del hormigón al sulfato; sin embargo, deben de cumplir lo especificado en las subsecciones (b)(2) y (b)(3).

1. Puzolana "Lassenite SR", comercializada por Lassenite Industries, Inc. 1475 Terminal Way, Reno NV 895092 NV 89502, de la planta situada cerca de Herlong, California.

2. La puzolana "Sun", fabricada por Oregon Portland Cement Co, 111 SE. Madison, Portland OR 97214, en su planta situada cerca de Lime, Oregon.

Las investigaciones del Bureau of Reclamation de las puzolanas de la clase F y C han correlacionado la resistencia al sulfato con el factor de resistencia, "R". Este "R" se define como "(C-5)/F, donde "C" es el contenido de óxido de calcio de la puzolana en porcentaje y "F" es el contenido en óxido férrico en porcentaje. Cuanto más alto es el factor "R", más baja es la resistencia esperada del hormigón que contenga puzolanas. Cuando se usa una puzolana de la clase F o C con el cemento del tipo II o el tipo IP(MS) de cemento mezclado, el factor "R" debe de ser menor de 2,5. Los contenidos de calcio y óxido de hierro deben de determinarse de acuerdo con ASTM C 114.

(3) *Cemento Mezclado.*- El cemento mezclado debe de cumplir los requisitos de la ASTM C 595 para el tipo IP (MS) de cemento pórtland puzolánico, y también tiene que cumplir las siguientes limitaciones:

a. La limitación opcional de endurecimiento rápido indicado en la ASTM C 150

b. Los requisitos físicos de la ASTM C595 para expansión del mortero de cemento del tipo P a los 14 días, a no ser que el contratista elija áridos que no son potencialmente reactivos con el álcali.

c. La cantidad de puzolana debe de estar entre el 15 y el 25 por ciento, en peso, del cemento Pórtland puzolánico.

d. La cantidad de puzolana del cemento terminado no debe de variar más del ±3 por ciento, en peso, del cemento terminado de lo que el contratista ha indicado en la información entregada a la Administración.

e. La puzolana usada en el cemento mezclado debe de cumplir los requisitos de la subsección (c)(2).

Las limitaciones de bajo contenido en álcali y el límite de la expansión del mortero para las puzolanas y el cemento mezclado pueden ser evitadas si el contratista elije áridos de canteras que han sido ensayadas previamente por el Bureau of Reclamation, y que se ha comprobado mediante examen petrográfico o ensayos de probetas de hormigón, o con ambos medios, que no contienen cantidades dañinas de partículas que puedan reaccionar con los álcali de los materiales cementantes. Si está disponible, la información acerca de la potencial reactividad de un árido con el álcali de una cantera en particular puede ser obtenida de *[(Proyecto) Ingeniería _____]. Si la reactividad potencial con el álcali de un árido es desconocida, se deben de cumplir las limitaciones de bajo contenido en álcali y la expansión del mortero.

Al menos 30 días antes del primer envío de los materiales cementantes, *(incluyendo los materiales cementantes para usar en el hormigón proyectado, suelo cemento, lechada y hormigón prefabricado para usar en tuberías, vigas y tes), el contratista debe de informar a la Administración, por escrito, de lo siguiente:

- Nombre y dirección de los puntos de envío del cemento y la puzolana.
- Nombre y dirección de los proveedores de los que el contratista compra los productos cementantes.
- Nombre y dirección de los contratistas a los que se envie el cemento y la puzolana, sino son el primer contratista.
- Cantidades de cemento y puzolana pedidos.
- Orden de compra, número del contrato u otra designación que identifique el cemento y la puzolana usados por el contratista.
- Origen y composición de los constituyentes del cemento mezclado.
- Porcentaje en peso, de la puzolana en el cemento mezclado.

El contratista no cambiará la elección de los materiales cementantes realizada, o las fuentes del cemento y la puzolana para proporcionar los materiales cementantes bajo la elección, sin aprobación escrita de la Administración.

(d) *Aceptación.*- El cemento y la puzolana serán aceptados de acuerdo a la regulación del Department of Army N° ER1110-1-2022, "Cemento y Puzolana Aceptante Testing".

(1) *Fabricante Precualificado.*- Si el cemento o la puzolana se suministra por un fabricante

[87]Usar estas opciones si hay un moderado ataque de sulfatos.

*Borrar o revisar según sea necesario.

UDHCONECTA.COM

precualificado, como se describe en los anejos A y B de la regulación indicada anteriormente, para el material específico que va a suministrar, el cemento o la puzolana puede ser enviada directamente a los silos. La precualificación incluirá los tipos y clases necesarios y las limitaciones opcionales como el bajo contenido de álcali, que no tenga endurecimiento rápido o el valor de "R" cuando se especifique. Debe de entregarse un informe completo al Bureau of Reclamation, del origen de los lotes de cemento y puzolana.

Todos los envíos de puzolana y cemento deben de acompañarse con documentos de envío que contengan lo siguiente:

- Certificación de que el material cumple todos los requisitos aplicables de estas especificaciones.
- Tipo o clase de material enviado, incluyendo limitaciones opcionales como "MS", "Endurecimiento Rápido", o "Bajo contenido en álcali" o valor de "R".
- Localización de la fabricación y fechas.
- Número del Lote (silo)
- Fecha de envío
- Calidad del material enviado.

(2) *Ensayos de los Fabricantes No Precualificados.*- Si el fabricante no es precualificado para el material que va a suministrar, deben de tomarse muestras del cemento y la puzolana y almacenarlas en silos sellados, y se ensayará por la Administración para confirmar su cumplimiento, antes de enviarlos a los silos sellados.

(3) *Ensayos de Otras Categorías.*- Cuando un fabricante ha sido eliminado de una lista de fabricantes precualificados para el material que va a suministrar, o cuando la Administración indique que es necesario ensayo en silo sellado y que la aceptación es necesaria, ésta se logrará mediante los ensayos satisfactorios del cemento y la puzolana reservados para su uso de la Administración en silos sellados.

(4) *Bases para la Aceptación, Retirada y Rehabilitación.*- La aceptación, retirada y rehabilitación como fabricante de una fuente precalificada para un material específico están basadas principalmente en los ensayos de las muestras del proyecto y la evaluación estadística de los resultados de los ensayos realizados. Estos criterios están recogidos en Nº ER 1110-1-2002 del Department of Army Regulation.

Cuando lo indique la Admisnitración, el fabricante ensayará el cemento para comprobar que cumple con las limitaciones de endurecimiento rápido en el último momento, antes de su envío, en el que el cemento está todavía en posesión de la cementera. La frecuencia de los ensayos debe ser la indicada por la Administración y debe de ser tanta, como un ensayo por camión (unas 25 toneladas) de cemento enviado. El cemento que no cumpla los requisitos, en cualquier momento antes de embarcarlo, no debe de ser enviado para el uso de la Administración.

El fabricante de hormigón debe de evaluar la uniformidad de resistencia del hormigón de acuerdo con la ASTM C917. Los resultados deben de enviarse en formato tabular y gráfico para los ensayos de todas las edades. Una copia de cada uno debe de enviarse al *(Proyecto) Ingeniería, y una copia de cada uno al Bureau of Reclamation, Attn D-1510, P O Box 25007 Denver CO 80225.

El cemento o puzolana que no cumplan los requisitos de las especificaciones pueden ser rechazados por la Administración, en cualquier momento, antes de su utilización en el hormigón, y el contratista no tendrá derecho a ajustes en el precio o en el plazo por razón de retrasos causados por rechazos de cemento o puzolana no aceptable, ni pagos adicionales por manipular y reemplazar el cemento rechazado o la puzolana. Además, el hormigón hecho con cemento o puzolana que es seguidamente ensayado por la Administración, debe, si es rechazado, ser retirado y

*Borrar o revisar según sea necesario.

reemplazado por el contratista a su coste.

Puede repercutirse al contratista el coste de los ensayos, de todo el cemento o puzolana que ha sido pedido en exceso de la cantidad usada bajo estas especificaciones. Los cargos que se hará por el coste de la Administración en el seguimiento de la calidad del exceso de cemento o puzolana se harán a $2 por tonelada y se deducirán de los pagos al contratista.

(e) *Medición y Abono.*- La medición, para su abono, del suministro y manipulación de los materiales cementantes se hará en base al peso de los envíos y la contabilización del número de envíos en la planta. Cuando la Administración lo considere adecuado, ya sea en sacos o a granel, los materiales cementantes usados para hormigón mezclado se medirá para su abono, de la forma más práctica.

El abono para el suministro y manipulación de los materiales cementantes se hará al precio unitario aplicable por tonelada de la oferta, para el suministro y manipulación de las unidades de obra de los materiales cementantes, cuyo precio unitario incluirá el coste de comprar, transportar, manipular y almacenar los materiales cementantes. Una tonelada se considerará 2000 libras.

*[El abono, excepto si se indica otra cosa, se hará de los materiales cementantes usados en el hormigón colocado dentro de las líneas de abono de dicho hormigón. El abono se hará también de los materiales cementantes usados en el hormigón colocado fuera de las líneas de abono para dicho hormigón cuando se indique por la Administración, pero no se hará ningún pago cuando la necesidad de ese hormigón, según decida la Administración, se debe a la falta de cuidado al excavar o si se ha realizado intencionadamente por el contratista para facilitar sus operaciones: Teniendo en cuenta que, el abono de los materiales cementantes usados en el hormigón colocado fuera de las líneas de recubrimiento de hormigón se limitará al porcentaje especificado en la subsección G.54 (b).]

[88][El abono por el suministro y manipulación de los materiales cementantes para la inyección de la cimentación, inyecciones de relleno, hormigón proyectado de los sistemas de enfriado y lechada para las juntas de contracción se harán a sus respectivos precios unitarios por tonelada indicados en el cuadro de precios de la oferta.]

No se realizará ningún abono de los materiales cementantes usados en hormigón, mortero o lechada malgastada; los materiales cementantes usados en reemplazar hormigón dañado o defectuoso; los materiales cementantes usados en el hormigón extra necesario por la sobreexcavación, a no ser que ésta sea indicada por la Administración; y los materiales cementantes usados en el hormigón puesto en obra por el contratista en excavaciones hechas intencionadamente para facilitar las operaciones del contratista.

El coste de los materiales cementantes usados en las unidades de obra especificadas en la sección G.93 deben de ser incluidos en los precios unitarios aplicables del cuadro de precios de la oferta en los que se usen esos materiales cementantes.

G.76. Aditivos.

(a) *Generalidades.*- El contratista proporcionará *(aire y aditivos químicos) para usarlos en el hormigón. Los aditivos deben de tener una consistencia uniforme, calidad, y resistencia a la disolución. Los aditivos deben de almacenarse separadamente en estado líquido en dispensadores capaces de medir de una vez toda la cantidad de cada aditivo necesario en cada lote. La medición se debe de hacer con dispensadores que pesen o midan el volumen, construidos y localizados de forma que pueda verse toda la cantidad de aditivo de cada tipo necesario para el lote, en una cámara

[88]Incluir cuando se haga un pago separado de cualquiera de las unidades de lechada indicadas. Borrar las unidades que no son aplicables en la obra.

UDHCONECTA.COM

a la vista del operador de la planta. Cada aditivo [89](excepto cloruro de calcio) debe de ser descargado separadamente en el agua de la mezcla. [66][Se debe de añadir una solución de cloruro de calcio y añadirla directamente desde el dispensador a la vista del mezclador junto con la adición del agua de la mezcla.]

El contratista debe de notificar el *[(Proyecto) Ingeniería], por escrito, de los fabricantes y los nombres de las marcas de todos los aditivos que van a ser usados. El contratista será avisado en los 10 días siguientes después de recibir la notificación si los aditivos van a ser examinados por la Administración. Se hará una notificación por escrito de los productos que van a ser suministrados con suficiente antelación antes de su uso, de forma que se puedan tomar muestras, si son solicitadas, por parte de la Administración con un tiempo de ensayo de 45 días una vez que se han recibido las muestras.

Si la Administración decide ensayar un aditivo el contratista debe de entregar la certificación del contratista que contenga la siguiente información:

- Nombre de la mezcla
- Designación ASTM bajo la que se ha formulado el aditivo
- Tipo de aditivo

Además, el contratista debe de entregar las descripciones de los productos del fabricante, instrucciones, dosificación recomendada, contenido de cloruro y precauciones que deben tenerse en cuenta cuando se usa el aditivo. Si está disponible, debe de entregarse a la Administración un ensayo de un laboratorio independiente confirmando que los requisitos de los estándares aplicables de la ASTM se han cumplido; esos resultados de los ensayos, si lo indica la Administración evitan los ensayos de los aditivos por parte de ésta. Si la Administración elige ensayar un aditivo, debe de entregarse una muestra que contenga aproximadamente 1 litro de aditivo. La certificación, los datos y las muestras deben de ser totalmente identificables y enviados, con los costes pagados por el contratista, de acuerdo a esta sección.

El contratista no tendrá derecho a ningún reembolso por retrasos incurridos por los ensayos de los aditivos por parte de la Administración o retrasos debidos por rechazos de los aditivos. La aprobación final de los aditivos no se dará hasta que hayan funcionado correctamente en la obra.

(b) *Aditivos Químicos*.- Los aditivos químicos que introduzcan más del 0,1 por ciento de cloruro, en peso, del *(cemento) (materiales cementantes), no deben de usarse en el hormigón para tableros de puentes o si se van a embeber en hormigón con aluminio, metales galvanizados o acero pretensado.

(1) *Acelerador de Fraguado*.- [90][El contratista podrá utilizar un acelerador de fraguado en el hormigón que se vaya a poner en obra cuando la temperatura media de 2 días de los 4 anteriores, en el emplazamiento de la obra, sea inferior a 5°C (41°F). El acelerador de fraguado no debe de usarse en tiempo menos severo, excepto si se tiene la aprobación por escrito de la Administración. En la solicitud de esta autorización el contratista deberá especificar la razón que tiene para utilizar el acelerador de fraguado, el porcentaje que va a utilizar y el emplazamiento exacto del hormigón para el cual desea emplear esta adición.]

[67][El acelerador debe de cumplir la ASTM C494 para los aditivos químicos C o E. La cantidad de acelerador usado [66](excepto cloruro cálcico) debe de ser la adecuada para cumplir los requisitos de la ASTM C 494. La

[89]Borrar si se ha especificado el cemento del tipo V o si el cloruro de calcio va a ser prohibido.
*Borrar o revisar según sea necesario.

[90]Si se especifica el cemento del tipo V o no se va a usar un acelerador de fraguado por ser un clima suave o por otras razones, borrar este párrafo.

Administración se reserva el derecho de ajustar las cantidades de acelerador usadas, dependiendo del clima y otras condiciones de trabajo y no tendrá derecho a compensación adicional por dicho ajuste.]

[67][66](El cloruro cálcico usado como acelerador debe de cumplir los requisitos de las ASTM D 98, y no debe de ser más grueso que el grado A, clase 1, o debe de ser liquido. El cloruro cálcico debe de ser mezclado en forma liquida, en solución en agua, incluyendo un 1 por ciento de cloruro cálcico, en peso de *(cemento) (materiales cementantes), en la mezcla. El contratista puede solicitar la aprobación de la Administración para usar una cantidad mayor de cloruro cálcico, que no sea superior del 2 por ciento, en peso de *(cemento) (materiales cementantes), durante un tiempo climático especialmente duro.)]

[91][No deben de usarse aditivos acelerantes en el hormigón]

(2) *Aditivos para Reducir el Agua y/o Controlar el Fraguado*.- El contratista [92](puede) (podría) usar aditivos para reducir el agua y/o el control del fraguado, denominados aquí como WRA (Water Reducing Admixtures), en todo el hormigón. Los aditivos deben de cumplir con la ASTM C 494 para los aditivos químicos de tipos A, D, F o G [93](excepto el aditivo químico del tipo E que cumpla los requisitos de la ASTM será también un aceptable WRA sólo durante tiempo frío)

[94][Si el uso de WRA elegido por el contratista es acompañado por un fraguado anormal del hormigón fresco, o si el WRA no se comporta de acuerdo a estas especificaciones, el contratista deberá suministrar y usar otras marcas de WRA hasta que se encuentre un aditivo aceptable.]

Normalmente, la cantidad de WRA usada debe de ser la adecuada para producir los efectos de la ASTM C 494, sin embargo, la Administración se reserva el derecho de ajustar las cantidades de WRA o eliminar su uso, y el contratista no tendrá derecho a pagos adicionales por dichos ajustes.

(c) *Aditivos Aireantes*.- Pueden usarse aditivos aireantes en todos los hormigones. Este aditivo cumplirá con los requisitos de la ASTM C.260: Teniendo en cuenta que el aditivo aireante usado con los aditivos químicos del tipo F o G debe de neutralizarse con una formulación de Resina de vinsol.

La cantidad de aditivo aireante usado debe de ser el necesario para afectar el contenido total de aire en el hormigón en el emplazamiento como se muestra en la tabla G-6.

(d) *Coste*.- El coste de suministrar los aditivos y otros costes adicionales a su uso deben de ser incluidos en el precio unitario aplicable del cuadro de precios de la oferta.

G.77. Agua.

El agua empleada en hacer y curar hormigón, mortero y lechada, no contendrá cantidades perjudiciales de limo, materia orgánica, álcalis, sales o cualquier otra impureza. La Administración determinará si las cantidades de impurezas pueden ser problemáticas. Dicha determinación será usualmente hecha comparando las resistencias a compresión, necesidad de agua, tiempo de fraguado y otras propiedades del hormigón hecho con agua destilada o agua muy limpia y el hecho con el agua propuesta. En ningún caso el agua para la mezcla contendrá más de 3.000 miligramos por litro de sulfato soluble.

Si la Administración sospecha que un agua que va a ser usada en el hormigón, mortero o

*Borrar o revisar según sea necesario.
[91]Borrar si se permiten aditivos acelerantes.
[92]Cuando se usen menos de 1500 m3 (2000 yardas cúbicas) de hormigón fresco en la obra, o cuando hay grandes cantidades de hormigón repartidas en pequeñas zonas, como en las vigas de estabilización y estructuras laterales, usar "puede" en lugar de "debe".
[93]Borrar si no se utiliza acelerado.
[94]Borrar si el uso de WRA es opcional.

UDHCONECTA.COM

lechada excede de la limitación de sulfato soluble, se tomarán muestras del agua y éstas se ensayarán por parte de la Administración. El agua se ensayará para ver su contenido de sulfato soluble de acuerdo con el "Method of Test for Determining the Quantity of Soluble Sulfate in Solid (Soil or Rock) and Water Samples" del Bureau, del 1 de Mayo de 1973.

Tabla G-6.-Contenido total de aire

Tamaño máximo nominal de áridos gruesos, cm (pulgadas)	Aire total, en porcentaje del volumen de hormigón
1,9 (3/4)	6 ± 1
3,8 (1 ½)	4,5 ± 1
7,6 (3)*	3,5 ± 1

*Quitar si MSA 7,6 cm (3 pulgadas) no está especificado.

G.78. Arena[95].

(a) *Generalidades*.-El término "arena" se utiliza para designar el árido cuyo tamaño máximo de partículas pasa el tamiz de 4,76 milímetros (3/16 de pulgada) (Nº4). La arena será predominantemente arena natural y puede ser suplementada con arena machacada para suplir las deficiencias de la granulometría de la arena natural. [96][La arena de machaqueo, si se usa, debe de producirse en un tambor de machaqueo de forma que las partículas sean predominantemente de forma cúbica y sin partículas planas y elongadas. Los finos machacados producidos por una trituradora de mandíbulas utilizada para otro uso distinto de un machacado primario no se usarán en la producción de arena. La arena machacada debe de ser mezclada uniformemente con la arena natural y transportada a través del mismo clasificador.]

[95]Para el hormigón en la zona de Kansas-Nebrasca, serán necesarios cambios especiales y adiciones a este párrafo. Cuando se preparen especificaciones para esta zona contactar con D-1511, Engineering and Research Center, para los requisitos específicos.

[96] Borrar cuando las especificaciones incluyan una sección "Producción de Arena y Áridos Gruesos"

Toda la arena debe de ser suministrada por el contratista de las fuentes aprobadas como se ha indicado en la subsección (d) [73][Los cánones u otros cargos necesarios para pagar los materiales cogidos de depósitos que no pertenecen a la Administración y controlados por el Bureau of Reclamation deben de ser abonados por el contratista.]

La arena, al ser enviada a la planta de mezclado, debe de tener una humedad uniforme y estable de menos del 6 por ciento de humedad libre. Las variaciones de la humedad de la arena al mezclarse, no excederán del 0,5 por ciento en 30 minutos.

(b) *Calidad*.-La arena estará compuesta de fragmentos limpios de roca dura, densa y resistente. La arena puede ser rechazada sino cumple los siguientes requisitos de calidad:

(1) *Impurezas Orgánicas en la Arena* (ASTM C40).- El color no puede ser más oscuro del estándar especificado.

(2) *Ensayo de Sulfato Sódico para ver si es Sana* (ASTM C88).- [97][Debe de tener un porcentaje del 8 por ciento de pérdida, en peso.]

(3) *Densidad Relativa* (ASTM C128).- [74][Saturada, con la superficie seca, mínimo de 2,6.]

(4) *Sustancias nocivas*.- Como se muestra en la tabla G-7

(c) *Granulometría*.- La arena cuando se dosifique deberá tener una granulometría adecuada y cuando se ensaye, con la serie de tamices estándar (ASTM C136), deberá estar dentro de los límites de la tabla G-8.

La granulometría de la arena debe de ser controlada de forma que el módulo de finura (ASTM C136), al menos de 9 de cada 10 muestras ensayadas de arena finalizada, no varíe más de 0,2 del módulo de finura de las 10 muestras.

[97]Revisar como sea recomendado por la Administración.

Tabla G-7.-Porcentajes aceptables de sustancias nocivas en la arena.

	Porcentaje máximo de tamaño, por lote
Material que pasa el tamiz Nº 200 (ASTM C 117)	3
Material ligero (ASTM C 123, usando una solución de cloruro de zinc)	2
Partículas desmenuzables (ASTM C 142)	1
Otras sustancias desechables como la mica, granos sucios, partículas escamosas blandas y arcilla	2
Suma de todas las partículas desechables anteriores	5

Tabla G-8.-Condiciones de granulometría de la arena.

Tamiz Nº	Porcentaje individual, por tamaño, retenido en el tamiz
4	0 a 5
8	5 a 15*
16	10 a 25*
30	10 a 30
50	15 a 35
100	12 a 20
Bandeja (pan)	3 a 7

*Si el porcentaje individual retenido en el tamiz Nº 6 es el 20% o menos, el límite máximo para porcentaje individual retenido en el tamiz Nº 8 puede incrementarse al 20%.

[73](d) *Ensayo y Aprobación*.- [98][Los ensayos del Bureau of Reclamation realizados sobre muestras de arena obtenida de fuentes en las siguientes localizaciones indican que esas fuentes contienen, en el momento de tomar las muestras, los materiales que cumplen los requisitos de calidad de estas especificaciones para la arena:

(1)_____, (2)_____, (3)_____, etc.

Todos los emplazamientos son listados relativos al _____ Meridiano.]

La arena de las fuentes [99](_____) no necesitarán el uso de [73](cemento) (o puzolana que cumpla los requisitos de álcali) de bajo contenido en álcali de acuerdo a la sección G.75.

Si la arena se obtiene de una cantera que no ha sido previamente ensayada y aprobada por la Administración, el contratista debe de ayudar a la Administración a recoger muestras representativas para los ensayos y aprobaciones antes de la construcción. Las muestras consistirán en unos 90 kilogramos (200 libras) de arena, y debe de ser enviada al Bureau of Reclamation, code D-1511, Edificio 56, Entrada S-6, Denver Federal Center, Denver CO, 80225, al menos 60 días antes de que se necesite usar la arena.

La aprobación de las canteras por parte de la Administración no se entenderá como una aprobación de todos los materiales específicos extraídos de esas canteras, y el contratista será responsable de la calidad especificada de todos los materiales usados en la obra.

Además de los ensayos antes de la construcción y la aprobación de la cantera, la Administración puede ensayar la arena durante el procesamiento del árido, pero la aceptación final de la arena se basará en las muestras tomadas en la planta de mezclado. El contratista proporcionará las instalaciones que puedan ser necesarias para recoger las muestras representativas, en la planta de procesamiento de áridos y en la planta de mezclado.

[98]Borrar cuando no haya fuentes ensayadas y aprobadas que indicar.

[99]Mostrar los números de localización; si todas las fuentes necesitan usar cemento bajo en álcali, estado 80.

UDHCONECTA.COM

G.79. Árido Grueso.[100]

(a) *Generalidades.* - El término "árido grueso", se utiliza para designar el árido limpio, bien graduado, de un tamaño comprendido entre [101](4,76 a 76,2 milímetros (3/16 y 3 pulgadas)) o cualquier tamaño de partículas dentro de esos límites. El árido grueso para hormigón consistirá en grava natural, roca machacada o una mezcla de ambas. La trituradora de mandíbulas no debe de usarse excepto como trituradora primaria. Si se utiliza árido de machaqueo con árido natural, el árido de machaqueo debe de ser mezclado uniformemente con el natural mediante el transporte conjunto por las cribas de clasificación. Los áridos gruesos no deben de tener más de un 30 por ciento de partículas con una dimensión máxima frente a la mínima de 3 a 1.

El árido grueso para el hormigón debe de ser suministrado por el contratista de las fuentes aprobadas como se indica en la subsección (d). Todos los cánones y otros cargos necesarios para pagar los materiales cogidos de depósitos que no pertenecen a la Administración y controlados por el Bureau of Reclamation deben de ser abonados por el contratista.]

El árido grueso, al ser enviado a la planta de mezclado, debe de tener una humedad uniforme y estable.

(b) *Calidad.*-El árido grueso estará compuesto de fragmentos limpios de roca dura, densa y resistente. El árido grueso puede ser rechazado si no cumple los siguientes requisitos de calidad:

(1) *Ensayo de Abrasión de Los Ángeles* (ASTM C 131, usando el grado A).- [74][Debe de tener una pérdida de peso máxima del 10 por ciento a 100 revoluciones, o del 40 por ciento a 500 revoluciones.]

(2) *Ensayo de Sulfato Sódico para ver si es Sana* (ASTM C88).- [74][Debe de tener un porcentaje del 10 por ciento de pérdida máxima, en peso, después de 5 ciclos]

(3) *Densidad Relativa* (ASTM C127).- [74][Saturada, con la superficie seca, mínimo de 2,6]

(4) *Sustancias nocivas.*- Estas sustancias, para cualquier tamaño de árido, como se muestra en la tabla G-9

(c) *Cribado Final.*- El árido grueso debe de separarse en tamaños nominales durante la producción del árido. Justo antes de mezclarlo, el árido grueso debe de ser lavado de nuevo con spray a presión y finalmente cribado con cribas múltiples vibrantes capaces de retirar los áridos demasiado grandes y demasiado pequeños respecto al tamaño nominal, simultáneamente. Si se producen variaciones en el contenido de agua de los áridos cuando entran en el mezclador durante mezclados intermitentes, debe de instalarse una pantalla de agua al final de las cribas para eliminar el exceso de humedad libre. Las cribas finales pueden ser montadas sobre la planta de mezclado o en el suelo junto a la planta. Las cribas finales deben de ser montadas de forma que la vibración de las cribas no se transmita a los silos o a las basculas y no afecten a la precisión del equipo de pesado en ninguna forma.

El método y el ratio de alimentación de las cribas finales debe de ser tal que éstas no se sobrecarguen y que el producto cribado resulte un producto que cumpla los requisitos de granulometría de estas especificaciones. El árido grueso debe de ser introducido en las cribas finales en combinación o alternancia de los tamaños nominales que no cause una acumulación notable de áridos gruesos mal graduados en ninguna de las amasadas. Los áridos al ser cribados por las cribas finales deben de pasar directamente a los silos de

[100]Para el hormigón en la zona de Kansas-Nebrasca, serán necesarios cambios especiales y adiciones a este párrafo. Cuando se preparen especificaciones para esta zona contactar con D-1511, Engineering and Research Center, para los requisitos específicos.

[101]Cuando la MSA nominal es distinta a 3,8 cm (1 ½ pulgadas), sustituir el tamaño usado.

mezclado individuales de forma que se minimice su rotura. El material menor de 4,76 milímetros (3/16 pulgadas) que pase por la criba final debe de ser eliminado a no ser que se devuelva al clasificador de forma que se mezcle uniformemente con la arena natural que está siendo procesada. El agua del cribado final debe de ser drenada de forma que se evite que el agua de limpieza del árido entre en los silos y en las tolvas. El equipo de lavado y de cribado estará sujeto a la aprobación de la Administración.

Tabla G-9.-Porcentajes aceptables de sustancias desechables en áridos gruesos.

	Porcentaje máximo de tamaño, por lote
Material ligero (ASTM C 123, usando una solución de cloruro de zinc)	2
Partículas desmenuzables (ASTM C 142)	0,5
Otras sustancias desechables	0,5
Suma máxima aceptable de todas las partículas desechables anteriores	2

[102][Cuando se tenga una seguridad adecuada de que el árido grueso, al mezclarlo, cumplirá de una forma consistente los requisitos de granulometría especificados sin un lavado o cribado final, la Admisnitración puede obviar los requisitos de lavado o cribado final, o ambos. Si dichos requisitos están obviados y los requisitos de granulometría no se cumplen de forma consistente, el contratista instalará, en los siguientes 14 días a la notificación de la Administración, un lavado y una criba final como se ha especificado aquí.]

(d) *Granulometría.*- La separación del árido grueso en los tamaños especificados, después del cribado final, debe de ser tal que el árido grueso esté ensayado de acuerdo con la ASTM C117 y la C136, y debe de cumplir los requisitos de la tabla G-10.

[73,75][(e) *Ensayo y Aprobación.*- Los ensayos del Bureau of Reclamation realizados sobre muestras de árido grueso obtenido de fuentes en las siguientes localizaciones indican que esas fuentes contienen, en el momento de tomar las muestras, los materiales cumplen los requisitos de calidad de estas especificaciones para la arena:

(1)_____, (2)_____,(3)_____, etc

Todos los emplazamientos son listados relativos al _____ Meridiano.]

[73,75][El árido grueso de las fuentes [76](_____) no necesitará el uso de [73](cemento) (o puzolana que cumpla los requisitos de álcali) de bajo contenido en álcali de acuerdo a la sección G.75.

Si el árido grueso se obtiene de una cantera que no ha sido previamente ensayada y aprobada por la Administración, el contratista debe de ayudar a la Administración a recoger muestras representativas para los ensayos y aprobaciones antes de la construcción. Las muestras consistirán en unos 90 kilogramos (200 libras) de árido grueso, de los tamaños 3/16 pulgadas a ¾ pulgadas y 45 kilogramos (100 libras) de [103](árido de ¾ a 1 ½ pulgadas) y debe de ser enviado al Bureau of Reclamation, code D-1511, Edificio 56, Entrada S-6, Denver Federal Center, Denver CO, 80225, al menos 60 días antes de que se necesite usar el árido grueso.

La aprobación de las canteras por parte de la Administración no se entenderá como una aprobación de todos los materiales específicos extraídos de esas canteras, y el contratista será responsable de la calidad especificada de todos los materiales usados en la obra.

[102]Borrar cuando se necesiten más de 7650 metros cúbicos (10000 yardas cúbicas).

[103]Cuando la MSA nominal es mayor de 3,8 cm, sustituir lo indicado por "cada una de los otros tamaños de árido grueso".

UDHCONECTA.COM

Además de los ensayos antes de la construcción y la aprobación de la cantera, la Administración puede ensayar el árido grueso durante el procesamiento del árido, pero la aceptación final del árido grueso se basará en las muestras tomadas en la planta de mezclado. El contratista proporcionará las instalaciones que puedan ser necesarias para recoger las muestras representativas, en la planta de procesamiento de áridos y en la planta de mezclado.]

Tabla G-10.-Especificaciones de granulometría de áridos gruesos.

MSA nominal	1,9 cm	3,8 cm	7,6 cm*
Rango nominal de tamiz, cm	0,5 a 1,9	1,9 a 3,8	3,8 a 7,6
Máximo porcentaje retenido por el tamiz de ensayo (indicado)	0% (2,2 cm)	0% (4,4 cm)	0% (8,9 cm)
Porcentaje retenido por el tamiz de ensayo (indicado)	50 a 75% (0,9 cm)	25 a 50% (3,2 cm)	25 a 50% (6,4 cm)
Máximo porcentaje que pasa por el tamiz de ensayo (indicado)	2% (Nº 5)	2% (1,6 cm)	2% (3,2 cm)
Máximo porcentaje que pasa por el tamiz Nº 200	0,5%	0,2%	0,1%

[1]Quitar si MSA 7,6 cm (3 pulgadas) no se usa.

G.80. Dosificación.

(a) *Generalidades.*-El contratista notificará a la Administración antes de empezar a dosificar. A no ser que se obvie la inspección en cada caso, la dosificación debe de hacerse sólo en presencia de un inspector autorizado de la Administración.

El contratista debe suministrar, mantener en estado satisfactorio y manejar el equipo necesario para determinar exactamente y controlar la cantidad de cada componente que entra en el hormigón. Las cantidades de cemento a granel, *(puzolana), arena, y de los distintos tamaños de árido grueso que entran en cada amasada se determinarán pesándoles individualmente. La arena y el árido grueso pueden ser pesado en básculas y tolvas separadas o acumularlas y pesarlas con una báscula y una tolva. *[Si la planta de mezclado está equipada con controles automáticos secuenciales de dosificación, se pueden unir el cemento y la puzolana y pesarlos con una báscula y una tolva, dado que el peso está controlado automáticamente para que esté en las tolerancias y el cemento se pesa primero. Si la planta no está equipada así, el cemento y la puzolana deben de ser pesadas separadamente en básculas y tolvas individuales. El cemento debe de ser pesado separadamente en una báscula y una tolva.]. El agua y los aditivos se medirán en peso o en volumen, de acuerdo a esta sección y a la G.76. Cuando se disponga de cemento en sacos el hormigón se dosificará sobre un número exacto de sacos de cemento. [104][Se rechazará el árido que contenga partículas heladas juntas. Durante tiempo frío (con heladas), el contratista debe de proteger los acopios de áridos que contienen agua libre cubriéndolos y calentándolos, o debe de cribar y quitar el material helado antes de usarlo, o debe de hacer ambas cosas para evitar o eliminar las partículas congeladas.]

Cuando se utilice *(cemento, materiales cementantes) a granel y los áridos se dosifican en seco y se trasportan hasta la estación central de dosificación o de mezclado, el cemento de cada amasada se colocará aislado en un compartimiento durante el transporte, para evitar la posible pérdida de *(cemento, materiales cementantes) y evitar su prehidratación. Se usarán compartimentos separados cubiertos para proteger el *(cemento, materiales cementantes), el cual debe de estar completamente envuelto y cubierto con áridos para evitar que se vuele. Si se envuelve el *(cemento, materiales cementantes) con áridos

*Borrar o revisar según sea necesario.

[104]Borrar en las áreas que no tengan grandes periodos de heladas.

húmedos, y media algún tiempo entre la dosificación y el mezclado, el contratista, a su costa, debe añadir cemento a cada amasada de acuerdo con la tabla G-11.

Tabla G-11.-Condiciones adicionales del cemento o de los materiales cementantes.

Horas de contacto entre cemento o materiales cementantes y áridos húmedos[1]	Cemento o materiales cementantes adicionales necesarios, porcentaje
0 a 2	0
2 a 3	5
3 a 4	10
4 a 5	15
5 a 6	20
Por encima de 6	El lote se rechazará

[1]La Administración se reserva el derecho para requerir la adición de cemento o materiales cementantes para los períodos más cortos de contacto durante los períodos de tiempo caluroso y el contratista no tendrá derecho a compensación adicional a causa del período acortado de contacto.

(b) *Equipo:*

(1) El equipo utilizado para la dosificación en peso ha de cumplir las normas existentes. Será suficiente una exactitud en el peso del 0,4 por 100. Además, la construcción y precisión del equipo debe de cumplir los requisitos aplicables del Nacional Bureau of Standards Handbook 44, "Specifications, Tolerantes and Other Technical Requirements for Comercial Weighing and Measurng Devices". [105][El contratista debe de programar y llevar a cabo ensayos estáticos mensuales para asegurar que el funcionamiento de cada báscula y los aparatos de medida están dentro del 0,4 por ciento de porcentaje, y debe de proporcionar los pesos para ensayos estandares y los otros equipos necesarios para llevar a cabo los ensayos. Los ensayos deben de estar hechos en presencia de la Administración y deben de estar sujetos a su aprobación. Además de esos ensayos mensuales, el contratista debe de llevar a cabo ensayos adicionales cuando se lo indique la Administración.] El contratista hará los ajustes, o reemplazará lo que sea necesario para cumplir los requisitos especificados para medir con precisión.

(2) Los pesos no deben tener muelles y deben de registrar visiblemente el peso durante el pesado y no sólo cuando se ha alcanzado el peso indicado. El intervalo de la escala de la graduación del peso no debe de ser menor de 0,762 mm (0,03 pulgadas). Cada graduación de la balanza debe de indicar incrementos no mayores de 1,13 kilogramos (2,5 libras) para el agua y *(cemento, materiales cementantes), y no más de 4,5 kilogramos (10 libras) de árido por cada 0,76 metros cúbicos (1 yarda cúbica) normalmente dosificada. El operador debe de ver cada indicador de peso de la dosificación y el dispensador volumétrico. Los controles de dosificación deben de estar intercomunicados de forma que no se puede empezar una nueva dosificación hasta que las tolvas de pesado han sido completamente vaciadas desde la última dosificación y la báscula mide un peso cero.

(3) El equipo debe de ser capaz de controlar la dosificación del material de tal modo que el error máximo, que se pueda cometer en la dosificación y medida no exceda (en peso individual) del ±1 por ciento en agua; ±1,5 por ciento en *(cemento, materiales cementantes); ±2 por ciento en cada arena; 1,9 cm (¾ de pulgada) de tamaño nominal máximo de árido y 3,8 cm (1 ½ de pulgada) de tamaño nominal máximo de árido; y ±1 por ciento en aditivos [106](y 7,6 cm (3 pulgadas) de máximo tamaño nominal de árido). Las tolvas de pesado

*Borrar o revisar según sea necesario.

[105]Borrar cuando se necesitan menos de 3800 m³ (5000 yardas cúbicas).

[106]Borrar si MSA es 3,8 cm (1½ pulgadas) o menos.

UDHCONECTA.COM

deben de estar construidas de forma que permitan retirar los materiales dosificados en exceso respecto a la mezcla indicada y las tolerancias anteriores.

(4) Los equipos de medida del aditivo aireante y los aditivos químicos, deben de tener la suficiente capacidad para medir, de una vez, la cantidad total de la dilución necesaria en cada amasada, y deben de mantenerse limpios y operativos. Si se miden los aditivos de una forma distinta a pesarlos directamente, el equipo debe de ser designado para confirmar la precisión de cada tongada usando medidores visuales-mecánicos visibles desde el puesto del operador. El equipo de dosificación de los aditivos debe de construirse de forma que la cantidad necesaria en cada amasada sólo se pueda añadir una vez, y que cada aditivo sea añadido separadamente en el agua de la mezcla cuando ésta se añade a la mezcladora.

(5) El equipo para transportar los materiales dosificados de las tolvas de medida a la amasadora debe de ser construido, mantenido y operado de forma que se eviten los vertidos de los materiales dosificados y se solapen las amasadas.

(6) El equipo para manipular el *(cemento, materiales cementantes) en la planta de amasado debe de construirse y operarse de forma que se evite la formación de polvo durante la medición y descarga de los materiales dosificados.

(7) Los silos de dosificación de los áridos deben de construirse de forma que se auto-limpien durante su descarga.

[107][(8) El árido grueso debe de depositarse en los silos de dosificación directamente de las compuertas de descarga. [33](Los áridos de más de 1,9 cm (¾ pulgada) de tamaño nominal deben de depositarse en los silos de dosificación con cintas transportadoras a no ser que el contratista demuestre a la Administración que el árido no se va a romper y degradar por debajo de los límites permitidos en estas especificaciones indicados en las tablas G-9 y G-19 de la sección g.79)].

(9) Deben de proporcionarse instalaciones adecuadas para obtener muestras representativas de forma sencilla y segura del *(cemento, materiales cementantes), aditivos, arena y cada tamaño de árido grueso del flujo de la descarga entre los silos de dosificación y las tolvas de pesada o entre las tolvas de dosificación y la amasadora.

(10) El dispositivo para la medición de agua deberá de estar construido de forma que el agua descargue rápidamente y libremente en la mezcladora sin que gotee al final de la tubería de descarga, y no se produzcan fugas cuando las válvulas estén cerradas. Además, el dispositivo debe de ser capaz de ajustar el agua de una amasada en tan poco como 1,8 Kg/m^3 (3 libras por yarda cúbica), y debe de ser por medio de la introducción de pequeños incrementos de agua en cada amasada una vez que se ha dosificado para un ajuste ocasional final del hormigón.

(11) El equipo debe ser susceptible de ser ajustado para compensar los pesos de los distintos contenidos de humedad de la arena y los áridos y para efectuar cambios necesarios en la composición del hormigón.

(12) El contratista debe de informar al inspector de la Administración antes y después de realizar cambios en el equipo de dosificación y en los instrumentos de control.

[107]Borrar los requisitos de las subsecciones (8) a (12) cuando se necesiten menos de 3800 m^3(5000 yardas cúbicas).

*Borrar o revisar según sea necesario.

G.81. Mezclado.

(a) *Generalidades.*- Los componentes del hormigón se amasarán cuidadosamente en una hormigonera, para asegurar la distribución uniforme de todos los componentes del material con el cemento al final del periodo de mezclado.

El hormigón, que sale de la hormigonera, será uniforme en su composición y consistencia, en toda la amasada y de una a otra. La Administración examinará regularmente para buscar los cambios por acumulación de hormigón endurecido o mortero o por el desgaste de las cuchillas. La Administración indicará si el mezclado es adecuado de acuerdo a los requisitos de uniformidad de mezclado de la ASTM C94, anejo A1. Las muestras de hormigón para esos ensayos se tomarán de cualquier amasada que es mezclada normalmente durante la producción de hormigón. Para los ensayos, el contratista mezclará, en las mezcladoras que se van a ensayar, el tamaño de amasada que indique el inspector de la Administración en la planta de amasado, y éste estará presente en la toma de muestras requeridas para esa amasada.

Una hormigonera que en un momento dado produzca malos resultados no se usará hasta que se reparare. Si la reparación no es satisfactoria, se deberá de sustituir.

La cantidad de amasada será al menos 10 por ciento, pero no en exceso, de la capacidad contrastada de la mezcladora.

(b) *Plantas de Mezclado.*- Se admitirá agua antes y durante la carga de la mezcladora con los otros componentes. Una vez que todos los materiales están en la mezcladora, cada amasada debe de hacerse no menos de 90 segundos. La Administración incrementará el tiempo mínimo de amasado necesario indicado por los resultados de los ensayos de uniformidad. No se permitirá un tiempo de amasado excesivo que exija una mayor cantidad de agua para lograr la consistencia necesaria. El equipo de mezclado cumplirá los siguientes requisitos adicionales:

(1) La configuración de la planta será tal que se pueda ver el mezclado de cada mezcladora desde un lugar seguro y al que pueda llegarse fácilmente desde la estación de control. También debe de tenerse en cuenta que el operador debe de observar el hormigón que recibe en la tolva de la hormigonera a medida que se vierte desde la mezcladora.

(2) Cada hormigonera estará equipada con un dispositivo mecánico de señalización y regulación, de modo que indique y asegure el período de mezclado exacto y, además, asegure que se cumple el tiempo necesario de amasado.

(3) La planta de mezclado estará equipada con un mecanismo que evite que se carguen amasadas en hormigoneras que no estén vacías.

(c) *Camiones Hormigonera.*- Los camiones hormigonera tendrán un medidor de agua, con una precisión del 1 por ciento de total de agua de la mezcla, situado entre la fuente del agua y la hormigonera. Los medidores de agua deben de tener un indicador digital. Los camiones hormigonera también tienen que estar equipados con un cuenta-rotaciones fiable para indicar el número total de revoluciones de cada amasada. El cuenta-rotaciones debe de ser visible desde el área de control del operador y deben de ponerse a cero en cada amasada. Los camiones hormigonera deben de tener una placa metálica en una zona destacada que indique la capacidad recomendada por el fabricante del camión, en términos de volumen y las velocidades de rotación máxima y mínima de mezclado y agitación.

El mezclado inicial debe de ser continuado a no menos de 70 y no más de 100 rotaciones del tambor una vez que todos los ingredientes, excepto más o menos el 5 por ciento del agua que puede ser retenida para ablandar, estén en el tambor. La velocidad de mezclado no debe de ser menos de 12 y no más de 22 revoluciones por minuto. No debe de añadirse

UDHCONECTA.COM

agua después de la introducción inicial de agua de mezclado para la amasada excepto cuando, a la llegada al emplazamiento, el asiento del hormigón es menor del especificado. Entonces se puede añadir agua para ablandar y llevar el asiento a los límites requeridos que deben de añadirse: Teniendo en cuenta, que en ningún caso debe de excederse el contenido de agua de diseño y no debe de añadirse agua en ningún momento posterior. Una vez que se añade el agua retenida para ablandar, se debe de continuar el mezclado a la velocidad de mezclado especificada, como mínimo 30 giros. Después de un periodo prolongado de agitación, serán necesarios, justo antes de descargar, de 10 a 15 giros. Debe de descargarse el hormigón antes de llegar a los 300 giros.

Cada amasada de hormigón, al llevarla a la obra de plantas comerciales de mezclado, debe de acompañarse de un certificado por escrito de los pesos de dosificación y el tiempo de mezclado.

G.82. Temperatura del Hormigón.

La temperatura del hormigón cuando se vaya a poner en obra estará entre 10°C (50 °F) y [108](_____°C). La temperatura se determinará colocando un termómetro en el hormigón justo antes de tomar la muestra en la obra. Entonces, la temperatura del hormigón en la planta de amasado debe de ajustarse para asegurar que la temperatura especificada del hormigón se alcanza en el emplazamiento.

Los componentes del hormigón se calentarán lo necesario, pero no se calentarán a una temperatura superior a la necesaria para mantenerla por encima de la temperatura mínima especificada. Los métodos para calentar los componentes del hormigón deberán estar sujetos al visto bueno de la Administración.

El contratista empleará medios efectivos, a juicio de la Administración, tal como el enfriamiento de los áridos y del agua de amasado o la puesta en obra del hormigón durante la noche, con el fin de mantener su temperatura inferior al máximo especificado. El contratista no recibirá ninguna compensación por este concepto.

G.83. Encofrados.

(a) *Generalidades.*-Se utilizarán encofrados siempre que sean necesarios para dar al hormigón la forma requerida en los planos. El contratista instalará y mantendrá los encofrados asegurando que al finalizar el trabajo éste esté dentro de los límites de tolerancia. Si un tipo de encofrado no funciona repetidamente de forma aceptable, debe de cambiarse y modificarse el método de instalación por parte del contratista, sujeto a la aprobación de la Administración.

Deben de instalarse plomadas antes y ser mantenidas durante, la puesta en obra del hormigón. Dichas plomadas deben de ser usadas por el personal del contratista y los inspectores de la Administración y debe de haber suficiente cantidad y adecuadamente instaladas como indique la Administración. Durante la puesta en obra del hormigón, el contratista deberá monitorizar continuamente las posiciones de plomadas de los encofrados y corregir las deficiencias.

Los encofrados tendrán la resistencia suficiente para soportar los esfuerzos causados por la puesta en obra y vibrado del hormigón y serán lo suficientemente rígidos para mantenerse en la posición adecuada. El diseño de los encofrados y la velocidad de colocación de hormigón que contengan aditivos tipo F ó G deben de ajustarse para compensar la mayor presión hidráulica sobre los encofrados por su

[108]Normalmente, debe especificarse un máximo de 27 °C (80°F) para un hormigón para recubrimientos colocado en tiempo moderado, seco y un máximo de 32°C (90°F) para un hormigón estructural. El aumento de temperatura en hormigón en masa suele requerir una temperatura máxima de 21 °C (70°F) o menos para las presas.

mayor fluidez. [109][Cuando se usen encofrados vibrantes, los encofrados deben de ser suficientemente rígidos como para transmitir la energía de la vibración de forma efectiva de los encofrados al hormigón, sin dañar o alterar la posición de los encofrados.] Los encofrados serán también lo suficientemente estancos para evitar la pérdida del mortero. Se colocarán listones en las esquinas de forma que los bordes de las superficies que han de estar permanentemente expuestas queden biselados. Los ángulos interiores de estas superficies y los bordes de las juntas no necesitarán el biselado, a menos que se indique en los planos.

[110][Dentro de los sifones circulares, en los que los encofrados del sifón se colocan monolíticamente sin juntas longitudinales u horizontales, deben de construirse para cubrir sólo el arco y los laterales, dejando el fondo 65±5° de la circunferencia interior para colocarlo sin encofrado.].

[111][Los encofrados interiores de túneles casi circulares y horizontales con un diámetro interno de 3,6 metros (12 pies) o más deben de construirse para cubrir sólo el arco y los lados. El fondo, 65±5° de la circunferencia interior debe de dejarse sin encofrado: Teniendo en cuenta, que el contratista puede incrementar el ángulo de la circunferencia interior a colocar sin encofrado con una aprobación escrita de la Administración. La solicitud de la aprobación será acompañada con los planos y la descripción de los métodos de colocación propuestos.]

[112][Los encofrados para recubrimientos de túneles deben de tener aberturas en cada lado y en cada arco. Cada abertura no debe ser menor de 0,6 por 0,6 metros (2 por 2 pies). Las aberturas deben de localizarse en la clave y al lado de cada pasillo como se indica:

(1) Las aberturas de la clave deben de espaciarse 2,4 metros a 3 metros (8 a 10 pies) y colocarse alternativamente en cada lado del eje del túnel.

(2) Las aberturas en los pasillos laterales de los túneles con un diámetro interior menor de 3,6 metros (12 pies) deben de localizarse a media altura del túnel espaciados de 2,4 metros a 3 metros (8 a 10 pies) en los centros de cada pasillo.

(3) Las aberturas en los pasillos laterales de los túneles con un diámetro interior de 3,6 metros (12 pies) o mayor deben de localizarse a lo largo de dos líneas longitudinales en cada pasillo lateral, dichas localizaciones deben de ser satisfactorias para la Administración. Las aberturas a lo largo de las dos líneas longitudinales elegidas deben de estar dispersas y deben espaciarse de 2,4 metros a 3 metros (8 a 10 pies) a lo largo de los centros de cada línea longitudinal.

Se permiten usar cuerdas que formen curvas horizontales con encofrados rectos teniendo en cuenta:

(1) La longitud de la cuerda sea menor de 1,5 veces la raíz cuadrada del radio de la curva.

(2) La cuerda debe de partir de una alineación igual y a distancias opuestas de los finales y el centro manteniendo el espesor mínimo especificado del hormigón entre la superficie interior de las partes del soporte de acero y la superficie finalizada del recubrimiento del túnel.]

[113][Los encofrados para superficies de hormigón especificadas como tipo F3 no deben de construirse continuamente de tongada en tongada, pero puede ser quitado cuando el

[109]Borrar si no se necesitan encofrados vibrantes, como se indica en la sección G.87.

[110]Borrar si no se usan sifones circulares en la obra.

[111]Borrar si no se usan túneles circulares con un diámetro interior de 3,6 metros (12 pies) o mayor.

[112]Borrar si no se recubre el túnel. Si no se recubre el túnel borrar las subsecciones (2) o (3), lo que no sea aplicable.

[113]Borrar si no se necesita una terminación F3.

UDHCONECTA.COM

hormigón ha endurecido en una tongada y reutilizado en la siguiente tongada. Los encofrados reutilizados deben de solaparse con el hormigón endurecido de la tongada previamente colocada en no menos de 2,5 centímetros (1 pulgada) y deben de ser firmemente sujetos contra el hormigón endurecido, de forma que cuando el hormigón se reduce, no se abran los encofrados y permita compensar o se pierda mortero en las juntas de construcción. Puede ser necesario usar tornillos o pernos adicionales para ajustar los encofrados al hormigón endurecido.]

(b) *Encofrados de Revestimiento.*-El encofrado de madera de los revestimientos será de pino o contrachapado de tal clase y calidad, o estará tratado o revestido de tal forma, que no pueda reaccionar químicamente con las superficies del hormigón o colorearlas. El tipo y la condición del encofrado para recubrimiento, y el terminado de los encofrados [114](F2, F3 y F4) debe de ser tal que el resultado de las superficies del hormigón tengan una textura uniforme y cumplan los requisitos de terminación y tolerancias. La capacidad de los encofrados para resistir el efecto producido por la puesta en obra y vibrado del hormigón deberá ser tal que las superficies del hormigón endurecido cumplan con las condiciones que respecto a acabado se exigen en este Pliego de Condiciones. [90][Deben de rellenarse y darles una terminación suave todos los huecos de las juntas de los encofrados de pino o contrachapado para terminaciones F3. Cuando se especifique una terminación F3, el recubrimiento debe de colocarse de forma que las marcas de las juntas sobre el hormigón sean mínimas y deben de estar alineadas horizontal y verticalmente.]. Cuando se use otra forma de recubrimiento, la madera de pino debe de cumplir los requisitos aplicables de la última edición de "Grading Rules for Western Lumber", publicada por Western Wood Product Association para madera del grado especificado. Todos los tableros deben de tener ambos bordes pulidos (2SE) de acuerdo a las reglas estándares de grados. El contrachapado si se usa para recubrir hormigón debe de ser encofrado del tipo 1, grado B-B, exterior, tratado con aceite y con los bordes sellados, de acuerdo a la última edición de "Product Standard PSI", Departamento de Comercio de U.S. Los materiales usados para recubrir deben de cumplir los requisitos de la tabla G-12, o pueden ser otros materiales que produzcan resultados equivalentes.

*[(c) *Uniformidad de los Materiales de Encofrar.*- Los materiales de encofrar para superficies expuestas de hormigón para obtener terminaciones F2 y F3 deben de ser construidos para producir una textura uniforme y consistente en la cara del hormigón. No se permitirán parches de metal en esas superficies. El encofrado para recubrimiento debe de colocarse de tal forma que todas las marcas horizontales del encofrado sean continuas a lo largo de toda la superficie. Si se construyen los encofrados con contrachapado o paneles de madera, las marcas verticales deben de ser continuas en toda la altura de la superficie. Si los encofrados que van a recibir un hormigón con una terminación F2 se fabrican con madera que no está panelada, los tableros deben de cortarse en cuadrados y las juntas verticales deben de estar dispersas y deben de hacerse sólo en los soportes. El contratista sólo usará un tipo de material para el encofrado para las todas las superficies F2 y un tipo de material para todas las superficies F3. Si el contratista elige usar madera para los encofrados para las superficies F2, la madera será de 15,2 o 20 centímetros (6 o 8 pulgadas)]

(d) *Tirantes y Anclajes para Encofrados.*- Los tirantes y anclajes que soportan los encofrados permanecerán embebidos y, excepto cuando se permita el tipo de acabado F1, se rematarán con no menos de 2 diámetros o de dos veces la

[114]Borrar si no se necesita terminación.

*Borrar o revisar según sea necesario.

dimensión mínima del tirante, la que sea mayor, de la superficie del encofrado.

Los tirantes deben ser construidos de forma que al quitar los extremos o los pasadores no se cause un excesivo desconchamiento a las superficies acabadas. Los anclajes deben de ser los suficientes, de acuerdo a lo que apruebe la Administración, para asegurar que las superficies de hormigón, después de quitar los encofrados, cumplan las tolerancias. Los anclajes del encofrado embebidos en el hormigón que estén sueltos antes de colocar el hormigón adyacente se reemplazarán por otros firmemente embebidos en el hormigón endurecido.

(e) *Limpieza y Engrase de los Encofrados.*- Cuando se vaya a colocar el hormigón en los encofrados las superficies de estos deberán estar libres de incrustaciones de mortero, lechada, o cualquier otro material extraño. Antes de verter el hormigón dentro de los encofrados, *(excepto las superficies de madera sin pulir para superficies que van a ser enyesadas), sus superficies se pintarán con un aceite comercial que evitará la adherencia y que no manchará las superficies del hormigón, o que provoque que la superficie se vuelva calcárea o produzca polvo.

(f) *Desencofrado.*- Para facilitar el desarrollo de la obra con el curado especificado y poder hacer las reparaciones de las imperfecciones en la superficie del hormigón, se desencofrará en las 24 horas siguientes una vez que el hormigón tenga la dureza suficiente para impedir que se produzcan daños, quitando el encofrado con cuidado. Cualquier reparación o tratamiento necesario se realizará en seguida e inmediatamente se le aplicará el curado adecuado. Es responsabilidad del contratista diseñar y construir los encofrados adecuados y dejarlos hasta que se puedan quitar con seguridad. El contratista será responsable de cualquier daño causado por quitar los encofrados antes de que el hormigón haya ganado la resistencia necesaria. *[Los encofrados en las partes altas de superficies inclinadas en transiciones curvas, deben de ser quitados tan pronto como el hormigón tenga suficiente rigidez como para evitar su caída. Todas las reparaciones o tratamientos necesarios en esas superficies en pendiente se harán de una vez e inmediatamente seguidas del curado especificado.]

*Borrar o revisar según sea necesario.

Tabla G-12.-Especificaciones del encofrado o del material de revestimiento.

Acabado pedido en superficie encofrada	Encofrado autoportante o encofrado de madera	Encofrado autoportante o encofrado de acero [1]
F1	Cualquier calidad de tabla común, o contrachapado	Se permite encofrado autoportante o encofrado de acero
F2	Nº 2 común o bueno, "shiplap", o contrachapado	Se permite encofrado autoportante de acero. Se permite encofrado de acero si se aprueba
F3	Contrachapado	No se permite encofrado autoportante ni encofrado de acero
F4	El contrachapado se usará en las superficies planas. Para las superficies no planas, se usará contrachapado o madera que esté libre de nudos y de imperfecciones y que puedan cortarse y doblarse ajustándose con precisión a las curvaturas requeridas sin astillarse o romperse. Donde se requiriera una curvatura especialmente rígida, los encofrados pueden alinearse con un apoyo continuo de material flexible como masonite o un contra-chapado fino. Para tales recubrimientos y materiales de construcción se necesita la aprobación de la Administración.	Se permite encofrado autoportante de acero. No se permite encofrado de acero.

[1]"Encofrado Autoportante" de Acero se refiere a láminas de acero no sujetadas por un soporte de madera. "Encofrado" se refiere a láminas delgadas sujetadas por una madera como soporte.

UDHCONECTA.COM

*[Para evitar las tensiones excesivas, que podría producir en el hormigón el esponjamiento de los encofrados, en un muro con huecos deberán quitarse los encofrados tan pronto como sea posible hacerlo sin causar daño al hormigón. Estos encofrados se construirán de tal modo que faciliten la operación de desencofrado. Los encofrados para conductos, sifones y revestimiento de túneles no se quitarán hasta que la resistencia del hormigón sea tal que el desencofrado no de lugar a agrietamiento, desconchado, rotura de las esquinas y superficies, o a cualquier otro tipo de daño. Los encofrados de los sifones *(y conductos) no deben de quitarse hasta que el hormigón tenga un mínimo del 25 por ciento de la resistencia a compresión a los 28 días, como indique la Administración para la resistencia a compresión, determinada por la Administración con el curado junto a la obra de muestras cilíndricas de hormigón, para duplicar las condiciones de curado. Los encofrados se quitarán con cuidado para evitar cualquier deterioro al hormigón y cualquier parte estropeada se reparará de acuerdo con lo dicho en la sección G-89.]

(g) *Costes*.- El coste de suministrar todos los materiales y llevar a cabo todos los trabajos para construir los encofrados, incluyendo los tratamientos necesarios o recubrimientos de los encofrados, deben de ser incluidos en los precios unitarios aplicables del cuadro de precios de la oferta para las unidades de obra del hormigón en las que se usen encofrados.

G.84. Armaduras *(y Mallazos).

(a) *Generalidades*.- Las armaduras *(y mallazos) deben de ser cortados, doblados y colocados en el hormigón donde se muestren en los planos o donde se indique. El contratista deberá de suministrar todas las armaduras *(y mallazos) necesarios para completar todo el trabajo.

(b) *Materiales*:

(1) *Armaduras*.- Las armaduras deben de ser deformadas de acuerdo a *[ANSI/ASTM A 615, grados (40)(60), incluyendo los requisitos complementarios o ANSI/ASTM A 617, grados (40)(60).]

*[(2) *Mallazos*.- Los mallazos deben de ser electro soldados, y deben de cumplir la ASNI/ASTM A 185 de acero blando o ANSI/ASTM A 497 del cable de acero deformado, excepto que el cable con una resistencia a tracción de más de 4218 Kg/m^2 (60000 libras por pulgada cuadrada), la tensión de tracción debe de ser la tensión correspondiente a una tracción del 0,35 por ciento]

(c) *Colocación de las Armaduras *(y Mallazos)*.- Las armaduras cumplirán los requisitos mostrados en los planos a no ser que se muestren en los diseños de las armaduras. [115][Las armaduras se colocarán en longitudes de hasta *(12)(15)(18) metros ((40)(50)(60) pies)]. Los empalmes de las armaduras se situarán en los lugares definidos en los planos: Teniendo en cuenta que, las situaciones de los empalmes pueden ser modificadas con una aprobación por escrito de la Administración.

El contratista puede, sujeto a la aprobación de la Administración, si le interesa, tener empalmes en más lugares adicionales a los indicados en los planos. Para cumplir el proyecto y las limitaciones en los empalmes algunas armaduras dobladas pueden tener más longitud de la usual. Puede ser necesario cortar y doblar esos redondos, en el emplazamiento, a partir de las longitudes almacenadas.

A menos que se indique lo contrario, las medidas en la colocación de la armadura se referirán a los ejes de los redondos. La armadura se inspeccionará, una vez colocada, para comprobar sus características de tamaño, forma, longitud, empalme, posición y cuantía.

Antes de colocar las armaduras *(y mallazos) se limpiarán las superficies de los redondos, o

[115]Depende del tipo de cemento usado.
*Borrar o revisar según sea necesario.

de cualquier soporte metálico, de escamas de herrumbre, costras, suciedad, grasa o cualquier otra sustancia, que a juicio de la Administración, sea perjudicial. Las escamas de herrumbre se quitarán frotando fuertemente con una arpillera o con un tratamiento similar.

Las armaduras se colocarán con precisión para cumplir las tolerancias siguientes:

*[(1) La cantidad de hormigón que recubra las armaduras de un puente no debe de desviarse de la especificada más de 0,64 centímetros (¼ de pulgada) si el recubrimiento es mayor de 6,35 cm (2½ pulgadas), ni más de 0,32 centímetros (1/8 pulgadas) si la cobertura especificada es de 6,35 cm (2½ pulgadas) o menos.

(2) La cantidad de hormigón que recubra la armadura de refuerzo *(para todos los hormigones restantes) no debe de desviarse de lo especificado en más de 1,3 centímetros (½ pulgada) si el recubrimiento especificado es más de 6,35 cm (2½ pulgadas), ni más de 0,64 centímetros (¼ de pulgada) si el recubrimiento es mayor de 6,35 cm (2½ pulgadas).

(3) El espaciado de los redondos de la armadura no se desviará del requerido en más de 2,5 centímetros (1 pulgada).]

Las armaduras se colocarán en su posición exacta y se asegurarán de modo que no se muevan durante la puesta en obra del hormigón; se tendrá especial cuidado en impedir cualquier alteración en las armaduras en aquel hormigón que ya ha sido puesto en obra. Las armaduras no deben de doblarse en la obra hasta su posición final, ni estirarse, excepto si lo ha aprobado la Administración o se muestra en los planos. Las armaduras dobladas sin aprobación deben de ser cambiadas de acuerdo a los planos. No se permitirá soldar o soldar por puntos los redondos de las armaduras excepto en los sitios mostrados en los planos o donde lo apruebe la Administración. Los asientos, soportes, colgantes, espaciadores o cualquier otro dispositivo de soporte de la armadura serán de hormigón, metal u otro material aprobado. Cuando parte de los soportes queden expuestos en las superficies del hormigón que sean del tipo F2 *(o acabado F3), la parte expuesta de los soportes debe de ser galvanizada o de otro material resistente a la corrosión, pero no se permitirán soportes de hormigón. A no ser que en los planos se indique otra cosa, la armadura se colocará de tal modo que exista una distancia de al menos 2,5 centímetros (1 pulgada) entre la armadura y los pernos de anclaje o cualquier otra pieza metálica embebida en el hormigón.

[116][(d) *Planos de Detalle de las Armaduras preparados por el Contratista*.- Se puede necesitar que el contratista prepare los planos de detalle de la armadura, de cualquier estructura, para facilitar la fabricación y colocación de la misma. Dichos planos de detalle de la armadura deben de incluir planos de colocación de los redondos, diagramas de doblado y listado de redondos.

Los planos de detalle de las armaduras hechos por el contratista deben de prepararse a partir de los planos de armaduras de estas especificaciones, [117](o de los planos adicionales de armaduras entregados por la Administración. La posición, tamaño y forma de los redondos de las armaduras no se muestran en todos los casos de los planos incluidos en estas especificaciones. La Administración entregará al contratista planos adicionales de armaduras con suficiente detalle para que éste prepare sus planos de detalle de armaduras. Estos se entregarán una vez que se hayan terminado los diseños finales y se haya recibido la información de los equipos de los fabricantes. Como los planos adicionales de las

*Borrar o revisar según sea necesario.
[116]Incluir sólo cuando se especifica el tipo de cemento I.
[117]Borrar si se especifica el tipo de cemento V, si el hormigón es principalmente para saneos y riostras en cimentaciones, o si se usan aditivos para acelerar el fraguado, sino, se prohibirá.

UDHCONECTA.COM

armaduras pueden no estar disponibles a tiempo para permitir que el contratista compre las armaduras, puede ser necesario que el contratista compre los redondos en longitudes largas y cortarlos y doblarlos en obra.)]

[118][(d) *Planos de Detalle de las Armaduras preparados por el Contratista*.- El contratista debe de preparar y enviar a la Administración, para su aprobación, planos de detalle de las armaduras de todas las estructuras, incluyendo los planos de espaciado de las armaduras, diagramas de doblado y listado de armaduras.

Los planos de detalle de las armaduras hechos por el contratista deben de prepararse a partir de los planos de armaduras de estas especificaciones, [119](o de los planos adicionales de armaduras entregados por la Administración). La posición, tamaño y forma de los redondos de las armaduras no se muestran en todos los casos de los planos incluidos en estas especificaciones. La Administración entregará al contratista planos adicionales de armaduras con suficiente detalle para que éste prepare sus planos de detalle de armaduras. Estos se entregarán una vez que se hayan terminado los diseños finales y se haya recibido la información de los equipos de los fabricantes. Como los planos adicionales de las armaduras pueden no estar disponibles a tiempo para permitir que el contratista compre las armaduras, puede ser necesario que el contratista compre los redondos en longitudes largas y cortarlos y doblarlos en obra. *[Sin embargo, la Administración suministrará los planos adicionales de las armaduras que estarán disponibles de acuerdo a la sección de estas especificaciones para "Planificación de la Puesta en Obra del Hormigón"]

El contratista entregará los *(_____) para su aprobación, *(tres copias)(una copia impresa y una reproducible que permitirá hacer copias legibles y limpias) de cada plano de detalle de las armaduras al menos (___) días naturales antes de la puesta en obra planificada del hormigón. La Administración necesitará 25 días naturales para revisar los planos de detalle de la armadura, y este tiempo será válido para cada entrega o nueva entrega indicada en estas especificaciones como "Requisitos de Entrega". No se colocará ninguna estructura hasta que los planos de detalle de las armaduras hayan sido aprobados por *(_____).

Los planos de detalle de las armaduras se preparan de acuerdo con las siguientes recomendaciones dadas por el American Concrete Institute "Manual of Engineering and Placing Drawings for Reinforced Concrete Structures" (ACI 315 R-80) a no ser que en los planos del proyecto se indique otra cosa. Los planos del contratista deben de mostrar todos los detalles necesarios para comprobar los redondos al colocarse en la obra y usarlos para pagar las cantidades establecidas.

Los planos de detalle de las armaduras deben de ser claros, legibles y precisos. Si un plano o grupo de planos no tienen una calidad aceptable por la Administración, se devolverá el conjunto de los planos al contratista, sin su aprobación, para ser corregidos y devueltos. Los planos de detalle de las armaduras serán revisados por la Administración para ver si son adecuados respecto al proyecto general y controlar las dimensiones. Los errores, omisiones o correcciones se marcarán en las copias impresas, o se enviarán al contratista y se enviará una copia al contratista para que lo corrija. El contratista hará las correcciones necesarias mostradas en los planos devueltos. No se tienen que enviar los planos corregidos a no ser que las correcciones sean muchas, según indique la Administración, para asegurar la reedición. La revisión y aprobación de la Administración no libera al contratista de su responsabilidad de que los detalles sean correctos o de acuerdo con los requisitos de

[118]Borrar o revisar según el grado necesario.

[119]Usar esta frase sólo si se especifica el tipo de cemento V o se usan aceleradores del fraguado, sino se prohibirá. Si se va a usar un acelerador, borrar esta frase.

*Borrar o revisar según sea necesario.

estas especificaciones.

[95][(d) *Planos de Detalle de las Armaduras preparados por el Contratista*.- El contratista preparará y enviará los planos de detalle de la armadura. Dichos planos de detalle de la armadura deben de incluir planos de colocación de los redondos, diagramas de doblado y listado de redondos, de acuerdo con las siguientes indicaciones.

Los planos de detalle de las armaduras hechos por el contratista deben de prepararse a partir de los planos de armaduras de estas especificaciones.

El contratista, al menos 60 días antes de la fecha planificada para la puesta en obra del hormigón entregará los planos de detalle al *(____) para su aprobación, *(tres copias)(una copia impresa y una reproducible que permitirá hacer copias legibles y limpias) de cada plano de detalle de las armaduras de las siguientes estructuras:

(1)____, (2)___ y (3)_____.

La Administración necesitará 25 días naturales para revisar los planos de detalle de la armadura, y este tiempo será válido para cada entrega o nueva entrega indicada en estas especificaciones como "Requisitos de Entrega". No se colocará ninguna estructura hasta que los planos de detalle de las armaduras hayan sido aprobados por *(_____).

Al menos 30 días antes de la fecha planificada de puesta en obra del hormigón, el contratista enviará el *(proyecto) a la Empresa Constructora para información, una copia reproducible de cada uno de sus planos de detalle de la armadura de las estructuras indicadas anteriormente.

Los planos de detalle de las armaduras se preparan de acuerdo con las siguientes recomendaciones dadas por el American Concrete Institute "Manual of Engineering and Placing Drawings for Reinforced Concrete Structures" (ACI 315 R-80) a no ser que en los planos del proyecto se indique otra cosa. Los planos del contratista deben de mostrar todos los detalles necesarios para comprobar los redondos al colocarse en la obra y usarlos para pagar las cantidades establecidas.

Los planos de detalle de las armaduras deben de ser claros, legibles y precisos. Si un plano o grupo de planos no tienen una calidad aceptable por la Administración, se devolverá el conjunto de los planos al contratista, sin su aprobación, para ser corregidos y devueltos. Los planos de detalle de las armaduras serán revisados por *(Proyecto) Ingeniería para ver si son adecuados respecto al proyecto general y controlar las dimensiones. Los errores, omisiones o correcciones se marcarán en las copias impresas, o se enviarán al contratista y se enviará una copia al contratista para que lo corrija. El contratista hará las correcciones necesarias mostradas en los planos devueltos. No se tienen que enviar los planos corregidos a no ser que las correcciones sean muchas, según indique la Administración, para asegurar la reedición. La revisión y aprobación de la Administración no libera al contratista de su responsabilidad de que los detalles sean correctos o de acuerdo con los requisitos de estas especificaciones.]

(e) *Medición y Abono*.- *[Excepto en lo indicado a continuación, la medición para su abono, de los redondos de las armaduras *(y mallazos) se basará en el peso de los redondos *(y mallazos) colocados en el hormigón de acuerdo a los planos o como se indique.]

La medición para su abono, incluirá los redondos de las armaduras colocados como se muestre en los planos y los solapes en los empalmes de los redondos colocados como se indique en los planos y en los empalmes cambiados de sitio aprobados por la Administración. No se medirán los solapes en los empalmes adicionales hechos por conveniencia del contratista.

*Borrar o revisar según sea necesario.

UDHCONECTA.COM

No se medirá para su pago las armaduras usadas en productos de hormigón prefabricado, armaduras usadas en _____, y las armaduras usadas en el hormigón especificado en la sección G.93.

Excepto en lo indicado más abajo, la cantidad de armadura en cada tipo de hormigón para la cimentación de *(campa del Centro de Tratamiento de Trenes) (Subestación) se pagará como se muestra en los planos___, independientemente de la cantidad de armadura que se coloque, el pago sólo se hará en base a las cantidades de armadura mostrada en los planos.

Las cantidades de redondos de la armadura que se pagarán en las cimentaciones indicadas a continuación se añadirán a los planos ___ después de que la Administración haya completado el diseño de esas cimentaciones de hormigón de acuerdo con las especificaciones de esta sección "Hormigón en Estructuras":

(1)_____, y (2)_____

La unidad de obra de la oferta "Suministro y Colocación de Armaduras", incluye las cantidades estimadas de los redondos de las armaduras para las cimentaciones de la lista anterior.

*[Excepto en lo indicado más abajo, el abono por el suministro y colocación de los redondos de la armadura *(y mallazo) se hará al precio unitario aplicable por kilogramo del cuadro de precios de la oferta para redondos de la armadura de varios tamaños y *(mallazos), dicho precio unitario debe de incluir los costes de preparar los planos de detalle de la armadura, los planos de colocación de la armadura y los diagramas de doblado, enviar los planos a la Administración, preparar las listas de redondos necesarias y listados de cortes, de suministrar y colocar los cables u otros medios de soporte; y cortar, doblar, limpiar y asegurar y mantener en su posición las armaduras *(y mallazos) como se muestran en los planos.

El coste de la armadura usada en los elementos de hormigón pretensado, la armadura usada en _____, la armadura usada en las unidades de obra especificadas en la sección G.93 debe de ser incluida en el precio unitario aplicable del cuadro de precios ofertado para el cual se necesita armaduras.

G.85. Tolerancia para Construcciones de Hormigón.

(a) *Generalidades*.- Las tolerancias se definen como variaciones admisibles respecto a las líneas, calidades y dimensiones especificadas, y como la magnitud admisible de las irregularidades de la superficie. Las variaciones admisibles respecto a las líneas, calidades y dimensiones están indicadas en la tabla G-13, y las magnitudes admisibles de las irregularidades de la superficie se indican en la tabla G-14.

El objeto de esta sección es establecer unas tolerancias adecuadas a la práctica constructiva moderna, que vienen impuestas por el efecto que estas desviaciones admisibles tienen sobre el comportamiento estructural y funcional. La Administración se reserva el derecho de disminuir las tolerancias que aquí se dan, si éstas pudiesen afectar al comportamiento de la estructura.

El hormigón estará dentro de todas las tolerancias indicadas, incluso pueden especificarse más de una tolerancia para un uso particular del hormigón; Teniendo en cuenta que, la variación específica de un elemento de una estructura no se aplicará cuando permita a otro elemento de la estructura exceder en su tolerancia admisible. Cuando no se especifique tolerancias o no se muestren en los planos para una estructura concreta, las tolerancias serán las mismas de las especificadas en un trabajo similar. Como excepción a lo indicado en estas especificaciones para "Orden de Preferencia", las tolerancias especificadas en los planos en relación con cualquier dimensión deben de prevalecer. El contratista será el responsable de la colocación y conservación de los encofrados dentro de los límites tolerables para asegurar que la obra, una vez acabada, cumplirá con las siguientes especificaciones. Las obras de hormigón que se salgan de estos límites de tolerancia, serán remediadas de acuerdo a las subsecciones (d) y (e).

(b) *Variaciones de los Límites, Calidades y Dimensiones Especificados*.- Las estructuras de hormigón endurecido deben de ser comprobadas por el contratista y estarán sujetas a la inspección y medición necesarias para determinar si las estructuras están dentro de las tolerancias especificadas en la tabla G-13.

La variación se define como "la distancia entre la posición de una estructura de un elemento de la estructura y de la posición específica en planta de la estructura o del elemento particular". Las variaciones más o menos, mostradas como (±) indican la posición real permitida hacia arriba o hacia abajo, hacia dentro o hacia afuera respecto a la posición especificada en planta. Las variaciones no designadas como más o menos indican la máxima variación permitida entre los sucesivos puntos designados del elemento completo construido. La posición especificada en el plano se define como "las líneas, calidades y dimensiones descritas en estas especificaciones o mostradas en los planos o indicadas por la Administración."

(c) *Irregularidades en la Superficie del Hormigón*:

(1) *Generalidades*.- Las protuberancias, las depresiones y los salientes se definen como "irregularidades de la Superficie del Hormigón". Éstas se clasifican en "Abruptas" o "Graduales", y se miden en relación a la superficie construida de hormigón. Ver la tabla G-14.

(2) *Irregularidades Abruptas de la Superficie*.- Irregularidades abruptas de la superficie definidas aquí como "salientes que han sido causados por la colocación errónea o floja de los encofrados, sujeciones sueltas de encofrados de madera u otros defectos de los encofrados". Las irregularidades abruptas de la superficie se miden usando una regla corta y recta, de al menos 15 centímetros (6 pulgadas) de longitud, sujetada firmemente contra la superficie del hormigón sobre la irregularidad y la magnitud del saliente se mide directamente.

(3) *Irregularidades Graduales de la Superficie*.- Las irregularidades graduales de la superficie se definen aquí como "protuberancias y huecos que provocan cambios graduales en la superficie del hormigón". Las irregularidades graduales de la superficie se miden usando una plantilla de acuerdo al perfil de proyecto de la superficie de hormigón que va a ser examinada. Las plantillas para medir las irregularidades graduales de la superficie deben de ser suministradas por el contratista. Las plantillas deben de tener al menos 2,4 metros (8 pies) de longitud. La magnitud de las irregularidades graduales de la superficie se define como "una medida de la velocidad de cambio de la pendiente de la superficie de hormigón". Las irregularidades graduales de la superficie se miden usando la plantilla sujeta firmemente contra la superficie del hormigón, y se mide la irregularidad.

La medida de las irregularidades graduales de la superficie de hormigón debe de ser comprobada por el contratista para asegurar que las superficies están dentro de los límites de las tolerancias especificadas. La Administración también podrá hacer comprobaciones de las superficies endurecidas de hormigón determinadas como necesarias para asegurar el cumplimiento de estas especificaciones. Las plantillas de estas superficies deben de ser suministradas por el contratista y deben de estar disponibles para la Administración en todo momento.

UDHCONECTA.COM

Tabla G-13.-Variaciones en los límites, calidad y dimensiones especificados.

TOLERANCIAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE LA PRESA	
1. Cimientos para las columnas, diques, paredes, contrafuertes, y elementos similares.	
(a) Variación de las dimensiones en longitud y anchura de las especificadas	-1,3, +5 cm
(b) Desplazamiento horizontal o excentricidad:	
(1) 2 por ciento de la anchura del cimiento en dirección del desplazamiento, pero no más de	5 cm
(c) Reducción en grosor de la especificada	5 por ciento del grosor especificado
2. Variación del control de las dimensiones para cada estructura de la posición especificada en el plano con referencia al eje de la presa:	
Dimensiones en conjunto	a la vista ±2,5 cm Enterradas, ±6,4 cm
3. Variación de la línea central especificada en el plano para [1](aliviadero, desagües, _____):	
(a) Para todas las longitudes, excepto para las construcciones enterradas	2,5 cm
(b) Para cualquier espacio de menos de 6,10 m (20 pies), salvo la construcción enterrada	1,3 cm
(c) Para construcción enterrada	Dos veces el valor anterior
4. Variación de calidad especificada para (aliviaderos, desagües, _____):	
(a) Para umbral de aliviadero de estructuras hidráulicas sin control	± 1,3 cm
(b) Para todas las demás superficies	± 2,5 cm
(c) Para cualquier espacio de menos de 3 m (10 pies)	1,3 cm
5. Variación en el aplomado, o perfil curvo especificado para las líneas y superficies de columnas, paredes, diques, contrafuertes, secciones en arco y junta vertical acanala:	
(a) Construcción a la vista, excepto pozos de elevación:	
(1) Cuando todas las alturas de la línea de superficie son:	
3 m (10 pies) o menos	± 1,3 cm
Más de 3 m (10 pies)	± 1,9 cm
(2) Para cada dos puntos intermedios sucesivos en la línea de superficie separados por:	
3 m (10 pies)	1,3 cm
6,1 m (20 pies) o más	1,9 cm
(b) Pozos de elevador:	
(1) Cuando todas las alturas de la línea de superficie son:	
3 m (10 pies) o menos	± 1,3 cm
Más de 3 m (10 pies)	± 2,5 cm
(2) Para cada dos puntos sucesivos en la línea de superficie separados por:	
3 m (10 pies)	1,3 cm
6,1 m (20 pies) o más	1,9 cm
(c) Construcción enterrada	Dos veces los valores expuestos en 4(a)
6. Variación en las dimensiones de la sección transversal de las especificadas para columnas, vigas, contrafuertes, diques, y elementos similares	-0,6 cm, +1,3 cm
7. Variación en el espesor de tablas, paredes, secciones de arco y elementos similares a los especificados	-0,6 cm, +1,3 cm
8. Variación en la verticalidad o nivel de la solera y paredes laterales de cada vano para la colocación de una compuerta deslizante, de las paredes laterales de cada guía de las juntas de anclaje de la tubería a presión, y las juntas similares de estanqueidad:	..... ± 0,3 cm
(a) Cuando toda la longitud de la línea es:	
3 m (10 pies) o menos	± 0,3 cm
Más de 3 m (10 pies)	± 1,9 cm
(b) Para cada dos puntos intermedios sucesivos en la línea de superficie separados por:	
3 m (10 pies)	0,3 cm
6,1 m (20 pies) o más	1,9 cm
9. Variación de la distancia especificada entre paredes laterales verticales de cada vano para la colocación de una compuerta deslizante y entre las paredes laterales de cada guía de las juntas de anclaje de la tubería a presión	-1,3 cm, +1,3 cm
10. Variación en la localización de la posición especificada en el plano de las penetraciones, aberturas en el suelo y aberturas en las paredes	±1,3 cm
11. Variación en los tamaños especificados de las penetraciones, aberturas en el suelo y aberturas en las paredes	±0,6 cm
TOLERANCIAS PARA RECUBRIMIENTO DE TÚNEL Y CONDUCTOS MONOLÍTICOS	
1. Túneles y conductos con velocidad de flujo menor de 6,10 m por segundo:	±5 cm
(a) Salida de la alineación excavada	±2,5 cm
(b) Salida con el desnivel especificado	
2. Túneles y conductos con velocidad de flujo mayor de 6,10 m por segundo:	±2,5 cm
(a) Salida de la alineación excavada	±1,3 cm
(b) Salida con el desnivel especificado	
3. Variación en el espesor en cada punto de los especificados:	-0
(a) Recubrimiento de túnel	-2,5% o 0,6 cm, el que sea mayor
(b) Conductos	+ 5% o 1,3 cm, el que sea mayor
(c) Conductos	
4. Variación de las dimensiones especificadas en el interior	0,5 por ciento

[1]Insertar estructura aplicable

(d) *Reparación del Hormigón Endurecido que no está dentro de las Tolerancias Especificadas.*- El hormigón endurecido que no está dentro de las tolerancias especificadas debe de ser reparado para llevarlo dentro de las tolerancias especificadas. Esa reparación tiene que cumplir lo indicado en la sección G.89 y debe de ser llevado a cabo de una forma aprobada pór la Administración. La reparación del hormigón para que cumpla las tolerancias debe de ser hecha sólo después de consultar al inspector de la Administración acerca del método a utilizar. La Administración debe de ser notificada cuando se va a reparar. El hormigón que vaya a estar a la vista debe de ser reparado de forma que tenga una superficie con una apariencia uniforme. [120][Las superficies del hormigón que puedan soportar caudal a gran velocidad, ver partes 1 y 3 de la tabla G-14, deben, sin excepción ser reparadas en lo necesario para que cumplan las tolerancias especificadas.] El pulido de las superficies de hormigón a la vista [97](y las superficies sujetas a caudal a gran velocidad) deben de limitarse en profundidad de forma que no haya áridos expuestos a más de 1,5 mm (1/16 pulgadas) en su sección transversal en la

[120]Borrar cuando el hormigón no vaya a soportar caudales a grandes velocidades.

UDHCONECTA.COM

superficie terminada. Cuando el pulido haya provocado o vaya a provocar la exposición de áridos mayor de 1,5 mm (1/16 pulgadas) en su sección transversal en la superficie terminada, el hormigón debe de ser reparado excavándolo y reemplazando el hormigón.

(e) *Prevención de Fallos Repetidos en Cumplir las Tolerancias.*- Cuando la puesta en obra del hormigón provoca que el hormigón endurecido no cumpla las tolerancias, el contratista podrá, bajo petición, enviar a la Administración una lista de acciones preventivas, como la modificación de los encofrados, modificar el procedimiento de colocación de los áridos, diferentes técnicas de acabado que puedan ser implementadas por el contratista para evitar los fallos repetitivos. La Administración se reserva el derecho de retrasar la puesta en obra del hormigón hasta que el contratista implemente las acciones preventivas que han sido aprobadas por la Administración.

Tabla G-14.-Tolerancias para irregularidades en superficies de hormigón.[1]

1. Irregularidades bruscas en superficies sujetas a flujo hidráulico de alta velocidad:	
[2][(a) Superficies F4de _____ para una distancia sobre el suelo variando linealmente de _____ a la sección _____ y _____ a la sección _____, incluyendo superficies de suelo uniformes:]	
No paralelas al flujo	0,3 cm
Paralelas al flujo	0,6 cm
[3][(b) Superficies F4de _____ para una distancia sobre el suelo variando linealmente de _____ a la sección _____ y _____ a la sección _____, incluyendo superficies de suelo uniformes:]	0,08 cm
[4][(c) Superficies no uniformes de _____ a la sección _____ y _____]	0,08 cm
2. Irregularidades bruscas en superficies no sujetas a flujo de alta velocidad:	
(a) Superficies F1, solamente depresiones	2,5 cm
(b) Superficies F2	0,6 cm
(c) Superficies F3	0,3 cm
(d) Superficies U1	0,6 cm
(e) Superficies U2	0,08 cm
(f) Superficies U3	Nada
(g) Superficies U4	0,16 cm
3. Superficies irregulares en superficies sujetas a flujo hidráulico de alta velocidad:	
[2][(a) Superficies F4 y superficies no uniformes de _____ para una distancia sobre el suelo variando linealmente de _____ a la sección _____ y _____ a la sección _____, incluyendo superficies de suelo. Medidas con plantillas perpendicular y paralela al flujo]	0,16 cm por 2,5 cm
[3][(b) Superficies F4 y superficies no uniformes de _____ para una distancia sobre el suelo variando linealmente de _____ a la sección _____ y _____ a la sección _____, incluyendo superficies de suelo:]	
(1) Medidas con plantillas perpendiculares y paralelas al flujo	0,16 cm por 2,5 cm
(2) Medidas con plantilla perpendicular al flujo	0,16 cm por 2,5 cm
(3) Medidas con plantilla paralela al flujo	0,08 cm por 2,5 cm
4. Irregularidades graduales en superficies no sujetas a alta velocidad de flujo:	
(a) Superficies F2	0,32 cm por 2,5 cm
(b) Superficies F3	0,16 cm por 2,5 cm
(c) Superficies U2	0,32 cm por 2,5 cm
(d) Superficies U3	0,16 cm por 2,5 cm

[1]Los valores de tolerancia podrán ser modificados según requiera el trabajo. Si la velocidad del flujo excede de 36,6 m/s (120 pies/s), deben especificarse las tolerancias adicionales.
[2]Incluir esta previsión para superficies hidráulicas, como aliviaderos, que están sujetas a velocidades de 12,2 a 27,4 m/s (40 a 90 pies/s)
[3]Incluir como en la nota al pie 2 para velocidades de 27,4 a 36,6 m/s (90 a 120 pies/s)
[4]Incluir como en la nota al pie 2 para velocidades de 12,2 a 36,6 m/s (40 a 120 pies/s)

G.86. Preparación para la Puesta en Obra.

(a) *Generalidades.*-No se colocará en obra el hormigón hasta que se haya dado el visto bueno al encofrado y la instalación de todos los elementos que van a ser embebidos y a la preparación de su superficie.

El contratista suministrará unas fichas de comprobación de la puesta en obra del hormigón que apruebe la Administración, debe de suministrar una caja estanca para dichas fichas, colocándola en una posición conveniente cerca de cada emplazamiento de puesta en obra del hormigón. Las fichas deben de listar varias unidades de la obra como, por ejemplo "Limpieza" y "Piezas Embebidas", antes de poner en obra el hormigón. Una vez que una unidad de obra de una puesta en obra individual de un hormigón, ha sido completada, esa unidad de obra puede ser firmada en la ficha por el contratista o su representante, lo que implica la finalización de ese trabajo. El personal autorizado de la Administración inspeccionará el trabajo durante y después de la finalización de cada fase de preparación y si el trabajo es satisfactorio, firmará la ficha. La aprobación de la preparación de la puesta en obra del hormigón no será completa hasta que el contratista o su representante y un personal autorizado de la Administración hayan aprobado y firmado todos los elementos aplicables de ese emplazamiento. El uso de fichas de comprobación puede ser eliminado por la Administración si su uso es imposible.

Todas las superficies de los encofrados y los materiales embebidos deben de estar libres de compuestos de curado, mortero seco e incrustaciones de anteriores puestas en obra de hormigón y otros elementos extraños antes de que se empiece a poner en obra el hormigón.

Antes de empezar a poner en obra el hormigón el contratista debe de tener disponibles un número suficiente de vibradores que funcionen y personal, y debe de tener suficientes vibradores adicionales para sustituir los defectuosos durante la puesta en obra del hormigón. La Administración puede retrasar el inicio de la puesta en obra del hormigón hasta que el número de vibradores que funcionen en el emplazamiento sea aceptable.

(b)[121][*Superficies en Túneles.*- Las superficies de los túneles contra las cuales se coloca el hormigón deben de prepararse de acuerdo a la sección G.53.]

(c) *Superficies del Cimiento.*-Antes de colocar el hormigón, se limpiarán de agua, barro o suciedad todas [98](otras) las superficies de los cimientos sobre las cuales se vaya a colocar.

(1) Las superficies de roca, sobre las que se pretende hormigonar deben de estar libres de grasa, revestimientos perjudiciales y del material suelto y friable. Inmediatamente antes de hormigonar deben de limpiarse las superficies de roca con un chorro de agua a presión y debe de lograrse una superficie uniforme y seca.

(2) Hay que humedecer las superficies de tierra cuando se hormigona sobre ellas. Se deben de humedecer de forma cuidadosa, pero sin formar barro, hasta unos 15 centímetros (6 pulgadas), o hasta el material impermeable, lo que sea menos.

(d) *Juntas de construcción.*-Las juntas de construcción se definen como "una junta planificada donde se juntan dos puestas en obra de hormigón, en la que se necesita mejorar y mantener la unión entre ambas, y a lo largo de la cual cualquier armadura que pueda existir no se interrumpe". Todas las juntas de construcción [122](excepto _____) deben de tener una textura rugosa, y deben de quitarse las exudaciones

[121]Borrar si no hay superficies en túneles.
[122]En el espacio indicado, hacer un listado de las estructuras o las partes de las estructuras que la preparación de las juntas de construcción no necesiten darle textura rugosa ni quitar exudaciones. Generalmente esto no se necesita en túneles en lámina libre.

UDHCONECTA.COM

para preparar el siguiente hormigonado. [123][Además todas las juntas de construcción de _____ deben de tener una textura rugosa de hasta 0,6 centímetros (1/4 pulgadas).] Los métodos de dar rugosidad a las superficies y de quitar las exudaciones incluyen la abrasión mecánica o de corte, los chorros de arena, el uso de ácidos o chorros de agua a gran presión sobre hormigón endurecido (no fresco). Los chorros de agua a presión suelen tener una presión de al menos 422 Kg/cm^2 (6000 libras por pulgada cuadrada). Todos los métodos están sujetos a la aprobación de la Administración. Las juntas de construcción [99](incluyendo _____) deben de limpiarse cuidadosamente de hormigón suelto o defectuoso, costras, arena, compuestos de curado y otros materiales extraños de la superficie.

Una vez que se haya hecho esa limpieza inicial y como última oportunidad antes de colocar el hormigón, las superficies del hormigón deben de ser cuidadosamente limpiadas con agua o chorros de agua y aire, y debe de secarse la superficie cuidadosamente.

*[(e) *Juntas de Control y Juntas de Retracción del Tipo B*.- Las juntas de control y juntas de retracción del tipo B sirven para permitir retraerse al hormigón monolítico y los movimientos entre unidades monolíticas en las juntas establecidas, evitándose, por lo tanto, la formación de grietas de retracción en otros lugares del hormigón. Antes de la aplicación de los compuestos de base de cera a las juntas de control y retracción del tipo B, deben de limpiarse cuidadosamente todas las juntas de adiciones de hormigón u otro material extraño raspando, golpeándolo o de otras formas aprobadas por la Administración. No debe de quitarse el compuesto de curado, y debe de permanecer en esas juntas y mantenerse intacto hasta que se coloque el hormigón siguiente. Las juntas de estanqueidad, los redondos de las armaduras y otros elementos embebidos deben de estar libres del compuesto de curado cuando se hormigone la siguiente etapa.]

G.87. Puesta en Obra.

(a) *Generalidades*.- El contratista notificará a la Administración antes de que comience la dosificación de la puesta en obra del hormigón. A no ser que no se haga la inspección para un hormigonado específico, éste debe de hacerse sólo en presencia de la Administración. El hormigonado no debe de comenzar hasta que se hayan finalizado todas las preparaciones y las fichas de puesta en obra del hormigón hayan sido firmadas por el contratista y la Administración, respaldando la finalización de todos los preparativos para el hormigonado.

Todas las superficies sobre las que se va a hormigonar se prepararán de acuerdo a la sección G.86. No se añadirá agua al hormigón que haya empezado a fraguar. El hormigón que ha endurecido y no permita su puesta en obra adecuada debe de ser llevado a vertedero.

No se hormigonará sobre agua estancada excepto si hay una autorización por escrito de la Administración, y el método de puesta en obra será aprobado por la Administración. No se hormigonará sobre flujos de agua, y no debe de pasar flujos de agua sobre él hasta que haya endurecido.

El hormigón se depositará siempre tan cerca como sea posible de su emplazamiento definitivo y no se le dejará fluir para que el movimiento lateral no cause la segregación del árido grueso, mortero o agua de la masa. El método de puesta en obra y el equipo empleado debe ser tal que no se produzcan bolsas de árido grueso separadas de la masa, y en caso de que ocurran deberán ser apartadas antes de vibrar el hormigón.

Se aceptará que una pequeña cantidad de

[123]Indicar las estructuras aplicable o partes de las estructuras en la que la preparación incluye dar textura rugosa a la superficie hasta un mínimo de 0,6 centímetros (1/4 pulgadas). Esto sólo se necesitará cuando el método de diseño al rozamiento asume que el coeficiente de rozamiento (μ) será de 1,0λ.

*Borrar o revisar según sea necesario.

partículas de árido grueso queden separadas siempre que puedan ser reintroducidas en la masa por la propia vibración.

Los encofrados deben de ser observados continuamente y su posición debe de ajustarse lo que sea necesario durante el hormigonado de acuerdo a la sección G.83.

Todo el hormigón se colocará en capas aproximadamente horizontales *(excepto en el revestimiento de los túneles y pendientes sin encofrados). El espesor, en general, no será superior a 50 centímetros (20 pulgadas). La Administración se reserva el derecho de, cuando sea necesario para cumplir las especificaciones dadas aquí, se coloquen en capas de menor espesor. Todas las intersecciones de juntas de construcción con superficies que vayan a estar a la vista serán rectas, horizontales o verticales a no ser que en los planos se indique otra cosa.

Excepto si se indica en los planos otra cosa, las juntas de construcción en superficies de hormigón expuestas en pendiente deben de inclinarse cerca de la superficie expuesta para evitar grietas. El ángulo entre la superficie inclinada y el encofrado no debe de ser menor de 50° ni mayor de 130°, y ese ángulo de la superficie debe de extenderse en el hormigón al menos 7,5 centímetros (3 pulgadas).

Para facilitar la consolidación y la unión en las juntas de construcción, la puesta en obra del hormigón estructural [124][con un tamaño máximo de árido de 3,8 centímetros (1 ½ pulgadas) o menos] debe de iniciarse con una mezcla con exceso de arena o el hormigón inmediatamente sobre la junta debe de vibrarse el doble del tiempo y esfuerzo del que necesitaría un hormigón de esa consistencia. La mezcla con exceso de arena debe de ser colocada de 5 a 15 centímetros (2 a 6 pulgadas) de espesor sobre la junta y debe de contener un tamaño máximo de árido de 1,9 cm (¾ pulgada), un ratio máximo de agua-*(cemento) (materiales cementantes) de 0,47, en peso, 2 por ciento de arena adicional, en volumen del total de áridos, basado en la mezcla estándar de 1,9 centímetros (¾ pulgada); 6 por ciento de aire, del volumen total de hormigón; y un asiento máximo de 10 centímetros (4 pulgadas). [101][El hormigón para estructuras con un tamaño máximo de árido de 7,6 centímetros (3 pulgadas) debe de iniciarse con la mezcla con exceso de arena indicada anteriormente con un espesor de 5 a 15 centímetros (2 a 6 pulgadas) sobre la junta.]

*[Si el hormigón se coloca monolíticamente sobre aberturas que tengan una dimensión vertical mayor de 0,6 metros (2 pies); o si el hormigón en los tableros, capas de compresión, vigas maestras u otras partes similares de la estructura es monolítico con el hormigón de soporte, las siguientes recomendaciones deben de ser seguidas estrictamente:

(1) El hormigón debe de ser puesto en obra hasta la parte más alta de la abertura en la que se parará de hormigonar para dar tiempo al asiento del hormigón fresco. Si se especifican escuadras debajo de estructuras horizontales como tableros, capas de compresión, vigas, y vigas maestras, esas escuadras deben de estar entre las partes horizontales de la estructura y hormigón de soporte vertical de debajo, el hormigón debe de colocarse hasta el fondo de las escuadras antes de retrasar la puesta en obra.

(2) Los últimos 60 centímetros (2 pies) o más de hormigón bajo las partes horizontales o biseles deben de ponerse en obra con un asiento de 5 centímetros (2 pulgadas) o menos y debe de ser cuidadosamente consolidado.

(3) El hormigonado debe de retrasarse de 1 a 3 horas, pero de ninguna forma debe de

[124]Borrar cuando no se especifique un hormigón que tenga un tamaño máximo del árido de 3,8 centímetros (1 ½ pulgadas).

*Borrar o revisar según sea necesario.

UNIVERSITAT DE LLEIDA BIBLIOTECA ETSEA

UDHCONECTA.COM

retrasarse tanto que haga que el hormigón puesto en obra antes del retraso no haya sido ya vibrado.

Cuando se consolide un hormigón que se ha puesto sobre las grietas formadas después de que el periodo de espera haya terminado, es especialmente importante que se logre una adecuada consolidación en el hormigón en la unión del hormigón fresco y el hormigón más abajo en estado plástico. El vibrador debe de penetrar repetidamente y reconsolidar cuidadosamente la parte superior de la capa del hormigón inferior que había sido puesta en obra antes de la espera.]

*[El equipo usado en el hormigonado de recubrimientos de túneles y los métodos operativos, no deben de provocar que el hormigón se vierta sobre los encofrados a gran velocidad. El final de la línea de descarga debe de mantenerse bien metida en el hormigón fresco durante la puesta en obra de los arcos y los laterales para asegurar su completo relleno. La profundidad a que tiene que meterse debe de ser de 1,5 a 3 metros (5 a 10 pies), dependiendo del espesor del arco. El final de la línea de descarga debe de ser marcado para indicar la profundidad que está metida en el hormigón en todo momento. Si se usan equipos neumáticos para hormigonar arcos de túneles, debe de estar equipado para que evite la segregación del hormigón durante la descarga.]

[125][Cuando el hormigonado se termina con juntas en pendiente, el contratista debe de consolidar cuidadosamente el hormigón en dichas juntas hasta lograr una pendiente uniforme y estable. Si no se logra una consolidación cuidadosa de las juntas en pendiente, la Administración se reserva el derecho de pedir el uso de juntas de construcción con tabiques. El hormigón en la superficie de esas juntas en pendiente debe de estar limpio y con la superficie seca antes de cubrirse con hormigón fresco. La limpieza de esas juntas consistirá en quitar todo el material suelto y extraño.]

Al hormigonar en pendientes pronunciadas sin encofrar, el vibrado se vuelve impracticable al no tener encofrado, el hormigón se debe de poner delante de un tablón-encofrado no vibrante que se mueva fácilmente, a unos 0,75 metros (2½ pies) del borde del mismo. El hormigón puesto en obra delante del tablón debe de consolidarse con vibradores internos para asegurar que se rellene completamente por debajo del tablón-encofrado.

Una junta fría es una junta sin planificar que se produce cuando una superficie endurece antes de que se coloque la siguiente contra ella. Las juntas frías no son deseables y deben de evitarse. Sin embargo, en el caso de que se rompa el equipo o se produzca una interrupción prolongada de la puesta en obra continua, cuando el hormigón sin consolidar pueda endurecer hasta el punto de que la vibración posterior no lo logre consolidar completamente, el contratista deberá consolidar ese hormigón inmediatamente en una pendiente uniforme y estable. Si el retraso del hormigonado es lo suficientemente corto para permitir que se penetre el hormigón de debajo, se debe de hormigonar con especial cuidado para penetrar y revibrar la superficie del hormigón puesta en obra antes del retraso. Si el hormigón no se puede penetrar con un vibrador, la junta fría debe de ser tratada como una junta de construcción si los requisitos de diseño permiten hacerlo. Si la junta de construcción perjudica la integridad de la estructura, según indique la Administración, el hormigón debe de ser reparado según indique la Administración. Las reparaciones en algunos casos incluirán la retirada de todo o de una parte del hormigón previamente puesto en obra, y el contratista no tendrá derecho a un abono por dicho trabajo.

Debe de tenerse cuidado en evitar las juntas frías cuando se coloque hormigón en cualquier parte de la obra. La velocidad de colocación del hormigón debe de asegurar que el

*Borrar o revisar según sea necesario.
[125]Incluir sólo en los túneles en lámina libre.

hormigón se coloca mientras el hormigón junto a éste y anteriormente puesto en obra está en estado plástico, de forma que se puedan hacer monolíticos mediante el uso normal de vibradores.

No debe de hormigonarse con lluvia suficientemente fuerte o prolongada para que lave el mortero del hormigón. Una junta fría puede ser necesaria si hay lluvia fuerte y prolongada.

El contratista no tendrá derecho a ningún pago adicional sobre los precios unitarios del cuadro de precios ofertado para el hormigón, por causa de limitaciones al poner en obra el hormigón para cumplir esta sección.

(b) *Transporte.*- Normalmente, el hormigón debe de depositarse en su lugar final en la obra en los siguientes 90 minutos después de introducir la mezcla de *(cemento)(materiales cementantes) en la mezcladora. Esta limitación puede ser obviada si el hormigón tiene un asiento, una trabajabilidad y contiene el contenido de aire especificado después de 1½ hora de límite de tiempo y puede ser puesto en obra satisfactoriamente sin la adición de agua. Además, la limitación de tiempo a menos de 90 minutos puede ser aplicada en días calurosos o en condiciones que ayuden al rápido endurecimiento del hormigón. Los métodos y el equipo usado para transportar hormigón de la planta de hormigón y el tiempo durante el transporte no deben de provocar la segregación de los áridos gruesos o una pérdida de asiento de más de 5 centímetros (2 pulgadas).

El hormigón debe de depositarse tan cerca como sea posible de su posición final usando cubas, canaletas, cintas transportadoras o bombas de hormigón. No se permitirá el uso de tuberías de aluminio o canaletas de aluminio para llevar el hormigón. Las cubas de hormigón deben de ser capaces de descargar con premura el hormigón de una mezcla específica y el mecanismo de descarga debe de ser capaz de descargar, en un lugar, repetidamente pequeñas cantidades de hormigón de una cuba llena. Las cubas y cintas transportadoras deben de diseñarse para colocar una canaleta al final, y deben de usarse para depositar hormigón siempre que deba de verterse desde más de 3 metros (10 pies) de la cuba a la superficie de colocación.

Las bombas de hormigonado deben de estar equipadas con cable de operaciones de un diámetro mínimo de 12,5 centímetros (5 pulgadas). Las bombas y los cables deben de ser capaces de transportar un hormigón con una máxima cantidad de árido grueso y un mínimo de arena, cemento y agua. Las proporciones mínimas de árido de 2 a 3,8 centímetros (¾ a 1 ½ pulgadas) debe de ser de 0,16 metros cúbicos (5,5 pies cúbicos) (volumen sólido) por 0,76 m^3 (1 yarda cúbica) de hormigón y depende de la forma y la textura del árido usado, esta proporción se usará como sea práctico.

Las cubas, las canaletas, las tolvas, las bombas, los camiones hormigonera y los otros equipos deben de manipular y colocar el hormigón del asiento especificado de una forma fácil. El contratista debe, cuando se le indique, reemplazar los equipos de transporte inadecuados por equipo adecuado.

(c) *Consolidación.*-El hormigón se compactará por vibración. La vibración debe de ser la suficiente para que no contenga huecos de aire, incluyendo los huecos atrapados contra los encofrados y en las juntas de construcción. La consolidación del hormigón junto a las juntas de construcción y superficies en pendiente puede requerir una atención especial y esfuerzo adicional. Esta atención especial y esfuerzo adicional para consolidar las juntas de construcción y superficies en pendiente no implicará un coste adicional para la Administración. Una vez consolidado, el hormigón debe de estar libre de bolsas de áridos y zonas sin mortero, y debe de ajustar

*Borrar o revisar según sea necesario.

UDHCONECTA.COM

perfectamente a las superficies de los encofrados y materiales embebidos en él.

Excepto si se indica lo contrario, la compactación de todo el hormigón, se realizará con vibradores del tipo de inmersión. Al compactar una capa de hormigón, el vibrador trabajará verticalmente, de modo que su cabeza penetre un poco en la tongada inferior. Se tendrá especial cuidado en evitar que la cabeza de los vibradores de inmersión toque a los elementos embebidos y a las superficies de los encofrados que van a ser expuestas a la vista. No debe de hormigonarse sobre un hormigón previamente puesto en obra hasta que el primero haya sido cuidadosamente consolidado.

*[La compactación del hormigón, en el revestimiento de los hastiales y bóvedas de túneles, se realizará con vibradores de encofrado anclados a los encofrados complementados, cuando sea posible, con vibradores de inmersión.]

Los vibradores del tipo de inmersión trabajarán al menos a 7.000 revoluciones por minuto. *[Los vibradores de encofrado irán rígidamente unidos a los encofrados y trabajarán al menos a 8.000 revoluciones por minuto.]. El contratista reemplazará inmediatamente los vibradores que no funcionen correctamente.

G.88. Finalización y Acabado.

(a) *Generalidades.*- La clase de acabado que se exige en las superficies hormigonadas será la establecida en esta sección, en la G.83 y la G.85, excepto cuando esté definida en los planos. El contratista avisará a la Administración antes de finalizar el hormigonado. A no ser que se obvie una inspección en un caso concreto, el acabado del hormigón debe de hacerse sólo en presencia de la Administración. Las superficies de hormigón serán inspeccionadas por la Administración, cuando sea necesario, para determinar si las irregularidades que se presentan están dentro de los límites establecidos de la sección G.85. El hormigón acabado que no esté dentro de las tolerancias especificadas será reparado de acuerdo a la sección G.89.

(b) *Superficies Encofradas.*- Las clases de acabados de las superficies encofradas se denominan *(F1, F2, F3 y F4). A no ser que se especifique otra cosa o se indique en los planos, las clases de acabados serán los siguientes:

(1) *F1.*- El acabado F1 se aplicará a superficies encofradas sobre las que se vaya a colocar material de relleno u hormigón. Los pasadores que vayan a estar en contacto con el material de relleno deben de protegerse de la humedad si están por debajo del nivel freático máximo. La protección consistirá en quitar los pasadores y rellenar los huecos con un material secante u otros materiales aprobados o mediante un sistema estanco aprobado por la Administración. Los pasadores en las superficies que estén en contacto con el hormigón o con el material de relleno por encima del nivel freático máximo pueden cortarse a ras de la superficie del encofrado o quitarlos sin rellenarlo.

(2) *F2.*- Se conseguirá el acabado F2 en todas las superficies que no estén permanentemente ocultas por material de relleno u hormigón o en aquellas otras que no admitan el acabado *(F3 o F4).

(3) *F3.*- Se conseguirá el acabado F3 en todas las superficies, cuya apariencia sea considerada por parte de la Administración como de especial importancia, como las superficies de las estructuras muy expuestas a la vista pública.

(4) *F4.*- El acabado F4 se aplica a todas las superficies encofradas en las que la precisión de su alineación y una textura lisa sea de suma importancia desde el punto de vista de eliminar los efectos destructivos del agua.

(c) *Superficies no Encofradas.*-Las superficies que no han sido encofradas se designan por *(U1, U2 y U3). En general, se dará pendiente a las superficies interiores para facilitar el drenaje, donde lo muestren los planos, o sea indicado por la Administración. Las superficies que vayan a estar expuestas a la intemperie, aunque normalmente sean horizontales, deberán tener una cierta pendiente para su drenaje. A menos que se usen otras pendientes o que en los planos se indique superficies horizontales, o la Administración así lo indique, las superficies de pequeñas dimensiones *(como la coronación de un muro y los bordillos), deben de tener una pendiente aproximadamente de 3 centímetros por metro de ancho (3/8 pulgadas por pie). Las superficies más anchas, tales como *(paseos, carreteras, plataformas y tableros) se inclinarán aproximadamente 2 centímetros por metro de ancho (1/4 pulgadas por pie). A menos que se indique lo contrario en los planos, los tipos de acabado se aplicarán como sigue:

(1) *U1.*- El acabado U1 (acabado enrasado) se aplicará a superficies no encofradas que vayan a cubrirse con material de relleno u hormigón *(superficies de plataformas operativas sobre canales, y superficies de subsuelos que van a ser cubiertas son una capa superior). El acabado U1 se utilizará también como primera etapa del acabado U2 y U3. Las operaciones de acabado consistirán en nivelar y enrasar lo suficiente hasta producir superficies uniformes.

(2) *U2.*- El acabado U2 (Enlucido.) se aplicará a superficies que no vayan a estar permanentemente ocultas por el material de relleno u hormigón, o que no necesiten los acabados *(U1 o U3). El acabado U2 también se usa como la segunda etapa del acabado U3. El enlucido se puede realizar a mano o mecánicamente. Esta operación debe empezar tan pronto como la superficie enrasada haya endurecido lo suficiente y debe durar lo mínimo necesario para dar lugar a una superficie sin marcas de las maestras y con textura uniforme. Si es necesario el acabado U3, se debe de continuar el enlucido hasta que una pequeña parte del mortero sin exceso de agua salga a la superficie, para permitir pasar la llana de una forma adecuada. Las juntas y los bordes deben de dejarse con el acabado que se indique en los planos o lo indique la Administración.

(3) *U3.*- El acabado U3 (con llana) se usa en aliviaderos, soleras, soleras de túneles de aliviaderos. Cuando el agua de la superficie haya desaparecido y la superficie enlucida ha endurecido suficiente para impedir que un exceso de material fino salga a la superficie, se comenzará a pasar la llana. Las operaciones con la llana se realizarán con presión firme para aplastar la estructura arenosa producida por el enlucido y producir una superficie densa y uniforme, libre de defectos y marca de las llanas.

G.89. Reparaciones del Hormigón.

(a) *Generalidades.*- El hormigón debe de repararse de acuerdo a esta sección, sección G.85, y el "Standard Specifications for Repair of Concrete" del Bureau of Reclamation, del 4 de Enero de 1982: Exceptuando que no debe de usarse epoxi o mortero como adhesivo en las reparaciones a la intemperie que tengan una superficie de más de 0,1 m^2 (1 pie cuadrado).

Las pequeñas reparaciones de las superficies encofradas, como el fratasado, deben de hacerse en las siguientes 2 horas después de quitar el encofrado. El material de relleno, la sustitución de hormigón de menor espesor de 25,4 centímetros (10 pulgadas) y las reparaciones con mortero de cemento deben de ser completadas en los siguientes 7 días a la puesta en obra del hormigón original, o deben de usarse los sistemas adecuados de adherencia con resina epoxi. Las reparaciones con sistemas adecuados de adherencia con resina epoxi deben de hacerse después de 7 días y antes de 60 días de la puesta en obra del hormigón original. Las reparaciones del hormigón de más de 25,4 centímetros (10

*Borrar o revisar según sea necesario.

*Borrar o revisar según sea necesario.

UDHCONECTA.COM

pulgadas) deben de hacerse en los siguientes 60 días después de la puesta en obra inicial.

(b) *Tipos de reparaciones.*- [126][La reparación del hormigón en _____ [127](y las otras zonas que indique la Administración), debe de hacerse reemplazando el hormigón, usando adherentes epoxis, hormigón colocado como mezcla seca (dry-pack) o resina de epoxi inyectado donde sea aplicable para el tipo de reparación y como se indica en "Standard Specification for Repair of Concrete".

Los huecos resultantes de quitar los pasadores deben de ser rellenados con hormigón colocado como mezcla seca o de otra forma aprobada a no ser que el hueco tenga que ser cubierto posteriormente con hormigón; o con material de relleno por encima del nivel freático máximo.

[128][La reparación del hormigón [129](en superficies que necesiten el acabado F3) [106](en las siguientes zonas de la obra) debe de hacerse reemplazando el hormigón, usando adherentes epoxis, hormigón colocado como mezcla seca (dry-pack) según sea aplicable para el tipo de reparación necesaria, y como se indica en "Standard Specification for Repair of Concrete":

(1)_____(2)_____ y (3)_____

[130][Todas las otras reparaciones deben de hacerse reemplazando el hormigón, usando adherentes epoxis, hormigón colocado como mezcla seca (dry-pack) o resina de epoxi inyectado donde sea aplicable para el tipo de reparación y como se indica en "Standard Specification for Repair of Concrete".]

Cuando las superficies de hormigón se reparen con mortero epoxi, las superficies con acabado con mortero epoxi, en las zonas visibles al público, debe de añadirse algo de arena o eliminar los reflejos para que tenga un color similar a las superficies de hormigón de alrededor.

[131][(c) *Muestras.*- El contratista deberá de enviar muestras de los epoxis y la arena con la correcta granulometría para usar en la mezcla de diseño del mortero epoxi de acuerdo a la "Standard Specification for Repair of Concrete".]

[132][(d) *Costes.*- El coste del suministro de los materiales y llevar a cabo el trabajo necesario en la reparación del hormigón debe de hacerse por el contratista.]

[126]Insertar la descripción de la estructura o partes de la misma que necesite usar hormigón, adherentes epoxis, hormigón colocado como mezcla seca (dry-pack) o mortero con resina de epoxi. Borrar esta subsección cuando no son obligatorios el uso de adherentes epoxis y mortero con resina de epoxi en ninguna parte de la obra.

[127]Incluir esta frase sólo cuando la extensión y localización de parte de las reparaciones no puedan ser determinadas antes de la contratación del proyecto. Normalmente esta frase sólo se aplicará a la reparación del hormigón existente como el de cuencos de amortiguación previamente construidos, donde las reparaciones son bajo del agua y el alcance total de las reparaciones que tienen que hacerse se determinarán una vez que se adjudique el contrato.

[128]Incluir este párrafo cuando la reparación de superficies específicas de hormigón se limitarán a hormigón, hormigón colocado en seco u epoxis, como las superficies, que con propósitos arquitectónicos, no se quiere el uso de mortero de cemento Pórtland o mortero epoxi en las reparaciones. Listar las superficies a las que se debe aplicar esta especificación.

[129]Borrar o revisar como sea necesario. Las dos partes de esta frase que están entre paréntesis son alternativas, y sólo debe de usarse una. Si se usa la parte que se refiere al acabado F3, insertar un periodo después de las "Standard Specifications" y borrar el resto.

[130]Cuando los párrafos con notas 103 y 105 se borran, borrar la palabra "otras". Este párrafo se aplicará a todas las reparaciones excepto cuando las características específicas o las superficies se limitan a métodos específicos de reparaciones indicados en los pies de página 103 y 105.

[131]Incluir esta subsección cuando se considere necesario el envío de muestras. Normalmente, sólo se necesitarán muestras cuando haya agua a grandes velocidades como las superficies de aliviaderos y desagües.

[132]Borrar esta subsección y sustituir " Medición" y Abono" cuando las especificaciones se preparan para trabajos de reparación que se van a abonar.

G.90. Protección.

El contratista protegerá toda la obra de hormigón contra cualquier daño hasta la recepción final por parte de la Administración. El hormigón no puede entrar en carga, ni se pueden quitar los encofrados, ni colocar el relleno contra el hormigón hasta que éste tenga la suficiente resistencia para soportar su peso propio y las cargas impuestas.

El hormigón fresco debe de protegerse contra la erosión, la lluvia, el granizo, el aguanieve o la nieve, la contaminación con otros materiales y el daño de las pisadas hasta que el hormigón haya endurecido. [133][Las superficies de hormigón que tengan los acabados U2 y U3 deben de protegerse contra las pisadas y otras actividades de la construcción cubriéndola con mantas protectoras, contrachapado o con otro medio efectivo.] Los métodos de protección deben de estar sujetos a aprobación de la Administración.

[134][Cuando se avecinen heladas inminentes el contratista debe de proteger el hormigón expuesto con mantas u otros medios de aislamiento, y se mantendrá el hormigón a una temperatura no inferior a 10° C (50 °F) durante 72 horas, al menos, después de haber sido colocado en obra. Además, si el hormigón se cura con agua se protegerá contra dichas temperaturas de congelación durante el ciclo de curado, y las siguientes 72 horas debe conservarse a no menos de 10° C.

Cuando se utilice un procedimiento artificial de calefacción, se tendrá especial cuidado en no secar el hormigón. No se permitirá el uso de calentadores de combustión durante las primeras 24 horas de curado a no ser que las superficies del hormigón sin encofrar estén selladas del ambiente del dióxido de carbono.]

Se podrá interrumpir la protección contra el frío si la bajada de temperatura debe de ser tal que la bajada de temperatura en cualquier parte del hormigón sea gradual y no mayor de 2,8 °C (5°F) a la hora y 22 °C (40°F) en 24 horas [135](para secciones delgadas y 2,8 °C (5°F) a la hora y 11 °C (20°F) en 24 horas para secciones grandes mayores de 0,9 metros (36 pulgadas).

Cuando esté a punto de llover [111](o helar), el contratista deberá de llevar inmediatamente a la obra todos los materiales necesarios para proteger el hormigón. La Administración puede retrasar la puesta en obra del hormigón hasta que se prepare lo necesario para protegerlo del tiempo.

Las membranas de curado deben de estar intactas, y los otros materiales y procesos de curado deben de mantenerse como sea necesario, para asegurar un curado continuado durante el mínimo tiempo de curado especificado. Las membranas de curado y los otros métodos deben ser los descritos en la sección G.91.

G.91. Curado.

[136](a) *Generalidades.*- El contratista suministrará todo el material y llevará a cabo todo el trabajo para el curado del hormigón.

[137][El hormigón se curará con agua o usando ceras o resinas emulsionadas, excepto cuando se indique lo contrario.]

[138][El hormigón de los recubrimientos de los túneles no debe de ser sellado para su curado si la humedad relativa del lugar es más del 85 por ciento. Si no, debe de curarse el recubrimiento

[133]Borrar cuando no se necesite el acabado U2 o U3.

[134]Borrar o revisar según sea necesario, especialmente en zonas que no sufren heladas.

[135]Borrar si no hay zonas con grandes secciones.

[136]Esta subsección G.91(a) debe de modificarse para ajustarse a las condiciones de cada obra.

[137]En general, los primeros requisitos se aplican en la construcción de presas, estructuras accesorias de presas de tierras, recubrimientos de canales y laterales; y recubrimientos de túneles y estructuras, y tipos similares de obras de hormigón donde la apariencia no tenga importancia.

[138]Borrar si no hay recubrimiento de túneles.

UDHCONECTA.COM

con agua o aplicando un producto de curado. La Administración proporcionará un medidor para monitorizar la humedad relativa.]

[139][Las superficies de hormigón que permanezcan muy expuestas deben de curarse usando productos limpios de base de resina, el CRC-101 o un producto de curado de base de resina y emulsión de agua. Esas superficies son: (Incluir la lista aquí)]

*[Las superficies de hormigón que tengan un acabado con recubrimiento de base de cemento deben de curarse usando el producto de ceras de curado blanco, o un producto blanco de base de resina de agua emulsionada. Esas superficies son: (Incluir la lista aquí)]

[140][Las superficies de las juntas de construcción que deben de ser curadas con agua o curadas cubriéndolas con una película de polietileno o curarlas usando producto de curado blancos de base de cera o de agua emulsionada y base de resina. El hormigón debe de ser preparado de acuerdo a la sección G.86, inmediatamente antes de homigonar contra esas superficies].

[141][Las superficies de las juntas de control del tipo "B" deben de curarse usando un producto de curado de base de cera. Todos las irregularidades del hormigón y otros materiales extraños deben de quitarse de las superficies de las juntas de contracción y de las de control tipo "B" para proporcionar una superficie suave y limpia antes de aplicar el producto de curado.]

[139]Incluir este requisito cuando las superficies indicadas van a ser curadas aplicando un producto incoloro de curado. El producto de curado incoloro se usa para curar hormigón a la vista en centrales eléctricas, grandes bombeos, tanques de hormigón, muros de retención y otras estructuras cuya apariencia lo exija.

*Borrar o revisar según sea necesario.

[140]Revisar si las juntas de construcción no se curan usando un producto de curado.

[141]Incluir si las juntas de contracción y las de control del tipo "B" están presentes en la obra. Modificar si esas juntas van a ser curadas de otra forma.

Todas las superficies de hormigón se tratarán como se ha indicado para evitar la pérdida de humedad del hormigón hasta que haya transcurrido el periodo necesario de curado o justo antes de colocar hormigón o relleno contra esas superficies. Sólo debe de dejarse el suficiente tiempo para preparar las superficies de las juntas de construcción y secarlas entre la parada del curado y la colocación del hormigón adyacente.

Tan pronto como se han finalizado las superficies de hormigón sin encofrar, como se ha especificado, y tengan una apariencia opaca, sin que escurra agua y sin reflejo húmedo, deben de ser tratados como se ha especificado aquí.

Los encofrados deben de quitarse en las siguientes 24 horas después de que el hormigón haya endurecido lo suficiente para evitar un colapso estructural u otros daños al retirar cuidadosamente los encofrados. Cuando sea necesario, se deben de completar las reparaciones de todas las pequeñas imperfecciones superficiales después de quitar los encofrados, seguido inmediatamente del inicio del curado con el método aplicable especificado aquí. Las superficies de hormigón deben de mantenerse continuamente húmedas después de quitar los encofrados hasta la iniciación del curado.

(b) *Materiales*.- Los materiales usados para el curado deben de cumplir los siguientes requisitos:

(1) *Agua*.- El agua usado para el curado debe de cumplir los requisitos de la sección G.77 para el agua usado en la fabricación y curado del hormigón.

(2) *Producto de Curado*.- Los productos de curado de base de cera (tipo I) y base de resina con agua emulsionada (tipo II) deben de cumplir los requisitos de "Especificaciones del Producto de Curado para el Hormigón" del 1 de Octubre de 1980. El producto de curado CRC-101 debe de cumplir los requisitos de "Especificaciones para Productos de Curado del Hormigón de Base de Resina transparente"

del 1 de Enero de 1981. Los productos de curado deben de tener una consistencia y calidad uniforme en cada contenedor y entre cada entrega.

(3) *Membrana de Polietileno*.- La membrana de polietileno para curar el hormigón debe de ser [142](sin) blanco y debe de cumplir los requisitos de la ASTM C 171.

[143][(c) *Toma de Muestras, Ensayos y Certificación*.- La Administración ensayará o requerirá certificados aprobados del fabricante de todos los productos del curado antes de usarlos.

El contratista debe de suministrar copias de todas las órdenes de compra de los productos de curado a la oficina de la Administración en la obra. Las copias de las órdenes de compra deben ser entregadas con suficiente antelación del momento planificado de su uso, de forma que la Administración, si se requiere como se indica más abajo, tenga tiempo a ensayar el producto de curado al menos de 45 días. El contratista debe de informar por escrito si los materiales de cada compra se aceptarán sólo con el certificado del fabricante que cumple o puede solicitarse también ensayos de la Administración. En los siguientes 16 días una vez recibidas las notificaciones, la Administración notificará al contratista si las certificaciones cumplen las especificaciones requeridas.

Si se exige la certificación del fabricante, ésta debe de entregarse al representante de la Administración en la obra. El fabricante debe de certificar que los materiales están en el 1 por ciento (en peso de cada constituyente individual) de la misma composición del material que se ha comprobado que cumple las especificaciones cuando ha sido completamente ensayado y debe de especificar los datos de identificación incluyendo el número de especificación/oferta del Buerau of Reclamation, número del lote, identificación del material y cantidad. Además, el certificado de cumplir la especificación por parte del fabricante del producto de curado CRC-101 debe de incluirse en la composición de los materiales entregados.

Las muestras del producto de curado, si se necesitan, deben de ser de 1 litro (1 quart) en tamaño, y con cada muestra, debe de haber una certificación de que la muestra es del lote actual de la entrega que se va a suministrar. Las muestras y las certificaciones que las acompañan deben de estar totalmente identificadas como se ha descrito anteriormente y deben ser enviadas, a costes pagados, por el contratista.

El contratista será el responsable de la exactitud de los cerificados enviados y la información que contienen, independientemente si los envia él, el fabricante o un subcontratista. Los costes y retrasos debidos al rechazo de materiales o certificaciones inadecuadas serán responsabilidad del contratista.

[144][(d) *Curado con Agua*.-El hormigón curado con agua se mantendrá húmedo al menos durante los 14 días siguientes a su puesta en obra o hasta que se cubra con nuevo hormigón fresco. El hormigón se mantendrá húmedo cubriéndolo con un material saturado de agua, por un sistema de tuberías perforadas, por aspersión, por riego con manguera perforada o por cualquier otro método que haya sido aprobado y que mantenga la humedad continuamente (no periódicamente). Todos los métodos de curado cumplirán con la

[142]Borrar la referencia al polietileno sin blanco si se necesita una membrana reflectante blanca de polietileno para evitar que la temperatura del hormigón sea excesivo por la radiación del sol, como en el caso de placas horizontales finas en un clima caliente.

[143]Revisar como sea necesario para incluir los requisitos aplicables a los productos de curado de los tipos especificados.

[144]Incluir esta subsección cuando se necesite agua de curado o se permita en cualquier parte del hormigón.

UDHCONECTA.COM

aprobación de la Administración.]

[145][Se debe de parar el curado con agua después de 6 días durante los periodos en los que la temperatura media en los alrededores de la obra, como determine la Administración, sea menor de 4,4 °C (40°F)]

[146][(e) *Curado con Productos de Base de Cera o Base de Resina con Agua Emulsionada.*- El curado con productos de base de cera o base de resina con agua emulsionada o el producto de curado CRC-101 se hace aplicando a las superficies designadas de hormigón para crear una película que retenga el agua. El producto de curado debe de reaplicarse lo que sea necesario para mantener una capa continua de retención de agua en la superficie durante 28 días. El producto de curado debe de mezclarse cuidadosamente y aplicarlo mediante aspersión sobre la superficie del hormigón en una capa para generar una capa continua y uniforme sobre el hormigón. El ratio de cobertura no debe de ser más de 3,6 m^2/litro (150 pies cuadrados por galón) de producto de base de cera o base de resina con agua emulsionada y de 4,6 m^2/litros (200 pies cuadrados por galón) con el producto de curado CRC-101. En las superficies rugosas, el ratio de cobertura debe de reducirse lo necesario para obtener la capa continua necesaria. Debe de tenerse un cuidado especial para una amplia cobertura con el producto en los bordes, esquinas y superficies rugosas; y no aplicar el producto de curado en las juntas estancas ni en la armadura. El equipo para aplicar el producto de curado y el método de aplicación deben de estar de acuerdo a las indicaciones del capítulo 6 del "Manual de Hormigón" del Bureau [4].]

[147][Al aplicar el producto de curado CRC-101, debe de tenerse cuidado en generar una capa uniforme y continua y evitar que se escurra, encharque y tenga excesivo espesor. Para evitar que se escurra sobre las superficies que no son horizontales, la aplicación se hará en dos o más pasadas sobre cada punto de la superficie, usando una técnica de aplicación de spray en sentido transversal y con un intervalo de tiempo entre pasadas de no más de 30 minutos. La aplicación debe de ser hecha por personal cualificado, como determine la Administración, en las técnicas de spray indicadas. El producto debe de aplicarse cumpliendo los procedimientos indicados por el "Occupational Health and Safety" del Bureau sobre el producto de curado CRC-101.

Para asegurar la adherencia del producto de curado, el contratista, donde lo indique la Administración, quitará el exceso de aceite de las superficies del hormigón lavándolo con una solución de fosfato trisódico, seguido de un cuidadoso aclarado con agua limpia. El lavado con fosfato trisódico se necesitará cuando la Administración indique que la cantidad de aceite sobre el hormigón impedirá la adherencia del producto de curado o cuando las superficies estén a la vista pública.

Cuando se tenga que aplicar el producto de curado, las superficies encofradas del hormigón deben de mantenerse húmedas rociándolas ligeramente con agua justo antes de aplicar el producto de curado. El producto de curado debe de aplicarse tan pronto haya desaparecido la capa superficial de humedad pero mientras el hormigón todavía tenga una apariencia de húmedo.

Después de que la aplicación del producto de curado haya finalizado y la capa esté seca al tocarla, todas las reparaciones pendientes necesarias deben de realizarse sin más

[145]Borrar en las zonas de clima suave.

[146]Incluir estas subsecciones cuando el curado con aplicación de productos de base de cera o base de resina con agua emulsionada, se permita o se exija en cualquier parte de la obra.

[147]Incluir cuando el curado con aplicación de producto de curado de base de resina incoloro se exija o se permita en cualquier parte de la obra.

dilaciones de acuerdo con la sección G.89. Las reparaciones completadas deben de humedecerse y cubrirse con el producto de curado de acuerdo con los anteriores requisitos.]

[148][(f) *Curado con Película de Polietileno.*- El curado con este método debe de completarse cubriendo las superficies del hormigón designadas con una película de polietileno para proporcionar una capa hermética, que retiene el agua sobre la superficie de hormigón durante al menos 14 días. Tan pronto como el hormigón ha endurecido suficiente para evitar su daño, deben de humedecerse todas las superficies rociándolas ligeramente con agua y después cubriéndolas completamente con capa de polietileno. Los bordes de las tiras de polietileno deben de solaparse para sellar las tiras adyacentes y en el extremo final de la zona de curado, sujetarlas firmemente contra la superficie del hormigón. La película de polietileno debe de ser asegurada adecuadamente para resistir el viento y evitar la circulación de aire dentro de la película de curado.]

[149][(1) *Membranas de Protección del Curado.*- Las membranas de curado deben de mantenerse para proporcionar una membrana de protección para mantener la humedad durante el mínimo periodo especificado. El producto de curado que se dañe, o se pele de las superficies en los siguientes 28 días después de la aplicación, deben de ser reparadas inmediatamente humedeciendo el hormigón y aplicando compuesto de curado adicional de forma satisfactoria para la Administración.

La membrana de polietileno de curado debe de mantenerse al menos 14 días. La membrana de polietileno debe de protegerse como sea necesario para mantenerla intacta y mantener húmeda la superficie del hormigón durante todo el periodo de curado.]

Cuando las pisadas u otras actividades de la construcción sean necesarias sobre el hormigón que está siendo curado con membrana de polietileno, la membrana debe de ser protegida cubriéndola con arena o tierra de al menos 2,5 centímetros (1 pulgada), con contrachapado u otros medios efectivos aprobados por la Administración. La capa de protección no debe de colocarse sobre la de curado hasta que ésta esté seca. El contratista debe de quitar las capas de protección antes de la aceptación final de la obra.

(g) *Costes.*- El coste de suministrar todos los materiales y llevar a cabo todos los trabajos de curar el hormigón deben de incluirse en el precio unitario del cuadro de precios de la oferta para el curado del hormigón o cualquier método de curado particular que sea necesario.

G.92. Medición del Hormigón.

La medición, para su abono, del hormigón necesario para ser colocado directamente sobre las superficies de excavación *[excepto el hormigón de recubrimiento de canales] *[y el hormigón de recubrimiento de túneles] se hará hasta las líneas que se usaron para abonar la excavación. *[La medida, para el abono, del hormigón de recubrimiento de canales se hará hasta las líneas mostradas en los planos. La medición para su abono, del hormigón de recubrimiento de túneles se hará de acuerdo a la sección G.54]. La medición para su abono del resto de hormigones se hará hasta las líneas de las estructuras, a no ser que específicamente se muestren en los planos o se indique en estas especificaciones otra cosa.

[150][En el caso de agujeros resultantes de la

[148]Incluir esta subsección cuando se necesite o se permita la capa de polietileno en cualquier parte de la obra

[149]Revisar según sea necesario para incluir los requisitos aplicables a estos tipos de curado especificados.

*Borrar o revisar según sea necesario.

[150] Borrar si los materiales del hormigón no van a ser suministrados por la Administración.

UDHCONECTA.COM

sobreexcavación, según indique la Administración, se deben de rellenar con hormigón, los materiales suministrados por la Administración y usados para rellenos serán a coste del contratista. El coste será el que tenga la Administración en el punto de entrega al contratista.]

En las mediciones del hormigón para su abono, se deducirá el volumen de todos los huecos, agujeros, conductos, tuberías embebidas, piezas de madera y metálicas, cuyo tamaño sea mayor de 650 cm^2 (100 pulgadas cuadradas) de sección transversal.

G.93. Abono del Hormigón.

El abono de *(todo) el hormigón *(en varias partes de la obra) se hará al *[precio(s) unitario(s) por metro cúbico ofertado en el cuadro de precios para _____ el(los) precio(s) aplicables unitarios por metro cúbico en la oferta.], dicho precio(s) unitario(s) debe(n) de incluir el coste del suministro de todos los materiales y hacer todo el trabajo necesario para la construcción del hormigón, excepto el pago por suministrar y manipular *(cemento) (materiales cementantes) y el pago por suministrar y colocar las armaduras *(y mallazo) que se hará a sus respectivos precios unitario(s) ofertados.

G. VARIOS

G.94. Desvío y Protección del Cauce durante la Construcción[151].

(a) *Generalidades.*- El contratista suministrará todos los materiales y construirá y conservará las ataguías, canales, desagües, drenes, sumideros y/o cualquier otra obra de desviación o protección que sean necesarias y suministrará los materiales que se requieran para ello.

Una vez cumplida su misión las ataguías y obras de protección situadas aguas abajo de la presa, se eliminarán del cauce del río o se nivelarán de modo que no sean, a juicio de la Administración, un obstáculo para la explotación y uso normal del embalse. Todas las ataguías y obras realizadas con carácter de protección o provisionales, situadas aguas arriba de la presa, se eliminarán, o nivelarán, y explanarán hasta un grado tal que no constituyan una obstrucción para el aliviadero o los desagües de fondo.

El contratista será el responsable y reparará, a sus expensas, cualquier daño producido en los cimientos, estructuras o cualquier parte de las obras por las avenidas, el agua, o por fallo de cualquiera de las obras de desviación o protección.

(b) *Planificación.*- Antes de comenzar la desviación del río el contratista enviará al Bureau of Reclamation, Attentio: D-1300. P.O. Box 25007, Denver Colorado 80225, para su revisión y aprobación el plan de desvío del río, el método propuesto para el desvío y la protección del cauce durante la construcción. Para efectos de abono, el plan no tendrá más de los puntos de trabajo indicados en la subsección (e). Una vez aprobado puede ser ejecutado pero esto no exime al contratista de la responsabilidad total que tiene de que las obras de desviación y protección sean adecuadas y suficientes.

Los hidrogramas de _____ y las curvas de desagüe del aliviadero y desagües de fondo *(y las de desviación del cauce) se muestran en los planos, solamente a título de información para que el contratista regule sus operaciones de construcción y se prepare para almacenar los caudales de avenidas o haga las obras necesarias para desviarlos. La Administración no garantiza la seguridad y exactitud de cualquiera de estas curvas y no asume la responsabilidad de las deducciones, interpretaciones o conclusiones que puedan hacerse de ellas.

(c) *Desvío y Protección del Río durante la Construcción.*- Excepto cuando se acuerde de otro modo, el contratista no interrumpirá ni interferirá el caudal natural del río _____ en el punto de ubicación de la presa, sin aprobación escrita de la Administración.

El contratista dejará paso en todo momento el caudal total a través de la presa, pero se permitirá al contratista reducir el caudal en la cantidad de agua necesaria para la construcción como se indica en esta sección de estas especificaciones para "Agua para la Construcción", y durante el periodo de cierre de los desagües, se permitirá que el contratista almacene caudal. [152](_____).

Para desviar el río, se permitirá que el contratista use cualquier método, aprobado por la Administración, que puede ser un paso en el talud de la presa, canales o tuberías temporales y/o el uso de desagües.

*[Antes de iniciar la construcción del talud de la presa en la zona de paso sobre la elevación del canal de desvío del río, el caudal del río debe de desviarse a través de los desagües. La construcción de los taludes debe de estar acorde a la sección G.28]

El contratista debe de proporcionar los encofrados temporales y otras protecciones que puedan ser necesarias para asegurar el paso suave y sin obstrucciones del caudal a través de los desagües y debe de proporcionar una protección aprobada de los huecos y otras superficies que van a recibir una segunda etapa de hormigonado y las juntas estancas.

Los desagües deben de limpiarse de los fragmentos de roca y otros materiales sólidos antes del desvío del río y debe de evitarse de ser arrastrados a través del túnel del desagüe. Puede ser necesario elementos de protección en la entrada del desagüe para mantenerlo libre de fangos. El contratista reparará a su coste cualquier daño por el uso de las estructuras de desvío con los propósitos:

[153](_____).

(d) *Limpieza y Regulación del Embalse.*- Una vez que han cumplido su cometido, deben de quitarse todos los materiales colocados para el desvío temporal, siguiendo estos siendo propiedad del contratista.

Una vez que se ha completado la estructura del aliviadero y todas las segundas etapas de hormigonado de las estructuras del desagüe, *(y antes de que comiencen los vertidos completos hacia aguas abajo), los cuencos amortiguadores deben de vaciarse del agua y de todos los sedimentos, rocas y limos dejando libres las superficies con flujo de agua; y deben de inspeccionarse los drenajes y limpiarlos lo que sea necesario.

Después *(de todas las segundas etapas de hormigonado y) de la instalación y comprobación de las compuertas y otros elementos metálicos y equipos de las estructuras de los desagües, la Administración operará las compuertas y regulará el caudal del río, y se reserva el derecho a comenzar a llenar el embalse.

[151]Las características técnicas presentadas aquí son para el caso en que la planificación para el desvío y protección del agua son diseñados por el contratista y aceptados por la Administración. Hay casos dónde es prudente para el proyectista proporcionar el esquema de desvío y protección del agua y, en ese caso, las previsiones para ese plan específico serían incluidas en el lugar apropiado de las especificaciones.

[152]Añadir la información pertinente de los requisitos aguas abajo para el agua.

[153]Añadir una cláusula especial que cubra lo que se le permitirá hacer y no hacer al contratista; la obra que debe de hacerse antes de que la construcción permanente pueda usarse para la derivación; y la obra que debe de hacerse antes de que pueda hacerse el cierre final

*Borrar o revisar según sea necesario.

UDHCONECTA.COM

(e) *Abono.*- El abono del desvío y la protección del cauce durante la construcción se hará como partida alzada ofertada en el cuadro de precios. Excepto si se indica otra cosa en la sección G.17, la partida alzada del cuadro de precios para el desvío y la protección del cauce durante la construcción debe de incluir el coste de suministrar toda la mano de obra, los equipos y materiales para construir y mantener las ataguías, diques, canales, encofrados de madera temporales y las obras de protección; quitando o nivelando esas obras, donde sea requerido; vertido de los materiales; desvío del río; realizar los cierres necesarios; limpiar los desagües antes y después de hacer el desvío y todos los trabajos necesarios en esta sección.

El plan del contratista para el desvío y la protección del río debe de hacerse de forma que se encaje el precio de la partida alzada a no más del [154](_____apartados principales) trabajo que deba realizarse bajo la unidad de obra programada para el desvío y la protección del río durante la construcción. Cada apartado principal debe de ser destacado e identificado por el título, y el plan debe de mostrar las partes proporcionales del precio total de la partida alzada de cada apartado principal del trabajo. La asignación del precio de la partida alzada estará sujeta a la aprobación de la Administración y, cuando se apruebe, pasará a ser parte del contrato. Al preparar las estimaciones mensuales del progreso de los pagos, se tendrá en cuenta el porcentaje de cada apartado principal de la obra que ha sido realizada durante el mes cuya estimación se estaba preparando.

[154]El número de apartados debe de ser determinado en cada contrato, pero no debe de exceder de 12.

G.95. Extracción del Agua de la Cimentación[155].

(a) *Generalidades.*- El contratista deberá de suministrar, instalar, mantener y operar todas las bombas necesarias y otros equipos para extraer el agua de varios sitios de la obra, y mantener las cimentaciones y otras partes de la obra libres de agua como es necesario para construir cada parte de la obra.

(b) *Plan.*- Antes de empezar cualquier trabajo de extracción del agua de la cimentación, el contratista debe de enviar al Bureau of Reclamation, Attention: D-1300, P.O. Box 25007, Denver Colorado 80225, para su revisión y aprobación, y un plan mostrando su método propuesto para extraer el agua de las cimentaciones. Para su abono, el plan debe de tener no más de _____ apartados principales como se indica en la subsección (d). El plan puede ser puesto en práctica cuando se apruebe, pero nada en esta sección exime al contratista de su responsabilidad total de que las instalaciones de extracción del agua sean adecuadas.

(c) *Extracción del Agua de las Cimentaciones.*- El método a utilizar por el contratista en la extracción del agua de los cimientos, estará sujeto a la aprobación de la Administración. Se aprobará el uso de un número suficiente y con la malla adecuada de pozos u otros métodos apropiados para la extracción del agua. Cuando la excavación de zanjas de impermeabilización para el terraplén de la presa se extienda por debajo de la capa freática, se extraerá el agua de la parte situada bajo ella antes de excavar. La extracción del agua se realizará de forma que se evite la pérdida de finos en el cimiento. Se mantendrá la estabilidad de los taludes

[155]Las especificaciones presentadas aquí son para el caso de que el plan de extracción del agua de la cimentación es diseñado por el contratista y aprobado por la Administración. Hay casos en los que es prudente para el proyectista dar un sistema de extracción del agua y, si se da, las indicaciones de ese sistema deben de incluirse en las especificaciones.

excavados y del fondo de la trinchera, de modo que todas las operaciones de construcción se realicen en seco.

*[La capa de protección de las estructuras de la cimentación estará de acuerdo con la sección G.23]

El contratista deberá también controlar la filtración en el fondo de las zanjas, ya que puede necesitar un sistema de tubos de drenaje que lleve el agua a sumideros desde donde sea bombeada. Estas tuberías deberán tener un diámetro constante en cada tramo, deben de tener puntos de conexiones de lechada y retornos a intervalos de 7,5 metros (25 pies) y estar rodeadas de una capa de grava de la granulometría adecuada o un material similar. Ningún drenaje debe de extenderse más de 4,5 metros (15 pies) en la dirección aguas arriba-aguas abajo, y no más de 7,5 metros (25 pies) en la dirección paralela a la presa: Teniendo en cuenta que, las zanjas de drenaje de los bordes aguas arriba y aguas abajo de la zanja de drenaje principal deben de ser continuas. Los drenajes en la dirección aguas arriba-aguas abajo deben de estar escalonados uniformemente en secciones a no menos de 7,5 metros (25 pies) de su centro.

Durante la puesta en obra y compactación del material del terraplén en la zanja de impermeabilización, es necesario mantener el nivel del agua por debajo del fondo de la excavación hasta que la altura del material compactado sea al menos de 3 metros (10 pies); después bastará con mantenerle, en cada momento, 1,5 metros (5 pies) por debajo de la coronación del talud compactado. Cuando el terraplén tenga ya una altura que permita mantener el nivel del agua por debajo de las cotas fijadas por la Administración, se inyectarán los drenes y la grava, hasta dejarlos cegados, con una lechada compuesta de agua y cemento o arcilla.

*Borrar o revisar según sea necesario.

(d) *Abono.*- El abono de la extracción del agua de la cimentación se hará como partida alzada ofertada en el cuadro de precios. Excepto si se indica otra cosa en la sección G.17, la partida alzada del cuadro de precios para la extracción del agua de la cimentación debe de incluir el coste de suministrar toda la mano de obra, los equipos y materiales para mantener la obra libre de agua como sea necesario para los drenes de inyecciones y drenes de grava; y todos los trabajos necesarios en esta sección.

El plan del contratista para la extracción del agua de la cimentación debe de hacerse ajustando el precio de la partida alzada a no más de _____apartados principales que deban de realizarse bajo la unidad de obra ofertada para la extracción del agua de la cimentación. Cada apartado principal debe de ser destacado e identificado por el título, y el plan debe de mostrar las partes proporcionales del precio total de la partida alzada de cada apartado principal del trabajo. La asignación del precio de la partida alzada estará sujeta a la aprobación de la Administración y, cuando se apruebe, pasará a ser parte del contrato. Al preparar las estimaciones mensuales del progreso de los pagos, se tendrá en cuenta el porcentaje de cada apartado principal de la obra que ha sido realizada durante el mes cuya estimación se estaba preparando.

G.96. Pantalla de Hormigón u otro Material Aglomerado con Cemento.

El contratista construirá "in situ", una pantalla de hormigón o de cualquier otro material, utilizando el cemento como aglomerante. En el caso de que la pantalla se construya por otros métodos, deberá ser equivalente en todos los aspectos a una fabricada "in situ". El contratista presentará el plan de obra, para su aprobación, al menos 30 días antes de empezar a construirla; será obligación suya también suministrar todo el material y equipo necesarios. La pantalla tendrá un espesor mínimo de 30 centímetros (12 pulgadas) y su construcción se ajustará a lo establecido en los planos, o lo indicado por la Administración. El

UDHCONECTA.COM

cemento que se utilice será de tipo Portland, de acuerdo con lo dicho en el apartado G-75. Se tendrá especial cuidado en que la pantalla conserve su continuidad, mediante la adherencia alrededor de la "pila" previamente colocada si se da un periodo de parada de la obra y se reanuda la misma. La pantalla, una vez terminada, deberá ser una barrera suficientemente impermeable contra las corrientes subterráneas. Cualquier gasto adicional, por uso de métodos o materiales patentados, en la construcción de la pantalla, será por cuenta del contratista.

Las mediciones, para su abono, se harán del área de pantalla realmente construidas, multiplicando su profundidad por su longitud, medidas a lo largo del eje de la pantalla que aparece en los planos o, en su defecto, del establecido por la Administración. El abono se hará por metro cuadrado de pantalla al precio unitario que aparece en el cuadro de precios que deberá incluir la mano de obra, los materiales y el equipo necesario para su construcción, independientemente del tipo de pantalla construido. Teniendo en cuenta que, el abono por suministro y colocación del cemento se hará al precio por tonelada establecido en el cuadro de precios.

G.97. Tablestacas Metálicas.

(a) *Generalidades.*- Las tablestacas se hincarán en los lugares indicados en los planos. Las tablestacas se hincarán hasta la profundidad que indiquen los planos o que prescriba la Administración, con la parte superior situada a la cota fijada. Cuando sea necesario, se cortará la parte superior de la tablestaca a la cota especificada. Las tablestacas se hincarán lo más ajustadas que sea posible a la alineación que fijen los planos, de modo que se asegure una perfecta trabazón en toda la longitud de cada tablestaca. El método de hinca estará sujeto a la aprobación de la Administración. El contratista suministrará tanto las tablestacas como las piezas especiales.

Se utilizará un bastidor de montaje de pilotes de acero para guiar las tablestacas de la pantalla. Cuando una tablestaca quede dañada en cualquier forma durante la hinca, se extraerá y se hincará una nueva. Si se encuentran bolos, el contratista tratará de que la tablestaca alcance la profundidad debida, ya sea removiendo o rompiendo los bolos o desviando la alineación de las tablestacas. Si en un momento dado se comprueba que el extremo de una pantalla de tablestacas se separa de la vertical, las tablestacas, ya unidas o parcialmente hincadas, se hincarán completamente, y antes de seguir se hincarán tablestacas achaflanadas. El apuntamiento máximo admisible en una tablestaca será del 2 por 100. Cuando las tablestacas se unan por soldadura esta operación se realizará por procedimientos previamente aprobados. Las piezas de tablestacas de más de 1 metro (3 pies) deben de ser soldadas o partidas de una forma aprobada para fabricar unas pilas más largas o pilas adicionales. Las tablestacas y las intersecciones especiales cumplirán condiciones oficiales de la ASTM Designation A 328. El contratista enviará a la Administración las certificaciones del fabricante de cumplir con las especificaciones.

La unión entre dos tablestacas contiguas será continua y permitirá un movimiento no inferior a 10° en cualquier dirección del eje. La tablestaca será igual a _____. El peso por metro cuadrado de tablestaca no será menos de ____ kilogramos.

(b) *Medición y Abono.*- La medición a efectos de abono, se hará en kilogramos de tablestacas colocadas que permanezca en su sitio, y del área perpendicular a la línea establecida de las tablestacas. El pago del suministro y la hinca de las tablestacas se hará al precio unitario por metro cuadrado ofertado en el cuadro de precios, dicho precio unitario de la tablestaca incluirá el coste de suministro, hinca, soldadura, corte de los extremos superiores y arranque y sustitución de las tablestacas defectuosas.

[156][Además del abono de las tablestacas que permanezcan en su sitio, se hará un abono de las longitudes reales de las tablestacas, pero que no excedan de 1 metro (3 pies) en cada tablestaca. El pago de la pantalla se hará al 60 por ciento del precio unitario por metro cuadrado del cuadro de precios por suministrar e hincar tablestacas metálicas.]

G.98. Consolidación del Cimiento de la Presa por Inundación.

Cuando se necesite consolidar el cimiento de la presa en la zona del terraplén, por inundación, se indicará en los planos. Dicha compactación se realizará inundando progresivamente distintas secciones del cimiento. Este proceso será tal que se produzca la completa saturación del cimiento y se mantenga una capa de agua de un espesor mínimo de 30 centímetros (12 pulgadas). El tratamiento empezará una vez se haya terminado completamente la excavación, como se indica en la sección G-20. El contratista debe de comenzar la inundación con agua de la cimentación cuando lo indique la Administración. La inundación se mantendrá hasta que se alcance la penetración y saturación deseada. Teniendo en cuenta que: el contratista no estará obligado a disponer de un caudal diario superior a _____ metros cúbicos al día: Teniendo también en cuenta que tampoco a mantener la capa mínima de agua de 30 centímetros (12 pulgadas) durante más de 60 días. En el caso de que la instalación fallara, este máximo de 60 días se aumentará en el tiempo que ha dejado de funcionar, sino se ha alcanzado la penetración y saturación deseadas en ese momento. El bombeo adicional, si se necesita en cualquier sección que supere esos 60 días, excepto si la extensión de esos 60 días es debido al fallo de la instalación, se ordenará por escrito por la Administración y el exceso, se abonaría como un trabajo extra.

La cantidad de agua indicada para la consolidación es solamente una estimación y el contratista no recibirá ninguna compensación adicional sobre los precios unitarios, si se necesitara más de la indicada. El contratista será responsable y repondrá a su costa los posibles daños ocasionados al cimiento o a cualquier otra parte de la obra por un bombeo excesivo, o por un fallo del sistema de tuberías o de los diques provisionales. No se abonará el agua perdida por un fallo en los dispositivos instalados por el contratista. Se programará la compactación del cimiento de modo que medie el menor intervalo de tiempo posible entre el final de la compactación y el comienzo de la construcción del terraplén. El agua, a efectos de abono, se aforará lo más cerca posible del lugar de su empleo. Los aparatos de aforo suministrados por el contratista, se comprobarán antes de utilizarlos. El abono del agua para la saturación de la cimentación se hará a los precios unitarios de millones de litros ofertados en el cuadro de precios, dichos precios unitarios incluirán no sólo el de la propia agua, sino el de la mano de obra, materiales y operaciones necesarias para efectuar el trabajo de la forma indicada, incluyendo el coste de construir, conservar y destruir los diques provisionales. Teniendo en cuenta que, el coste de todas las plantas debe de incluirse en el precio unitario ofertado en el cuadro de precios para el agua para saturar la cimentación de la presa de menos de _____ litros.

G.99. Tierra Vegetal para Siembra.

El apartado de capa de tierra vegetal para la siembra incluye la carga, transporte, colocación, extensión y compactación de la tierra vegetal seleccionada. La tierra vegetal se colocará sobre el paramento de aguas abajo y en las zonas que indiquen los planos o haya fijado la Administración. Todas las operaciones relativas a colocación, extensión y compactación, estarán sujetas a la aprobación de la Administración. La tierra empleada se

[156]Incluir este requisito cuando se espera que la hinca tenga rechazo antes de alcanzar las profundidades mostradas en los planos.

UDHCONECTA.COM

obtendrá de acopios realizados durante la excavación de los cimientos, del desbroce de las tierras de préstamos o de otras fuentes aprobadas. Deberá ser lo más fértil posible y estar libre de cantidades excesivas de hierba, raíces, maleza, palos, piedras o cualquier otro material poco conveniente. Las zonas sobre las que se ha de extender la tierra vegetal recibirán un acabado suave y uniforme, siendo necesario dejar 30 centímetros (1 pie) menos de la sección transversal definitiva. La tierra vegetal se extenderá, uniforme y horizontalmente, en dos capas que se compactarán con un rodillo que ejerza una presión de 900 kilos por metro (50 libras por pulgada) lineal de cilindro. Cuando el terreno sobre el que se vaya a extender la capa esté helado, o no sea conveniente por cualquier otra causa a juicio de la Administración, no se efectuará la colocación.

La medición de la tierra vegetal, se hará en volumen ya compactado, de acuerdo con las líneas establecidas en los planos o definidas por la Administración. El precio unitario expresado en metros cúbicos, incluirá el coste de la carga, transporte, colocación, extensión, compactación del suelo y la excavación adicional que pueda ser necesaria para obtener más material, si no es suficiente el acopiado.

G.100. Agua para las Zonas de Siembra.

Se supone que será necesario regar las zonas en donde se va a sembrar para ayudar a la germinación y al crecimiento de las plantas. La Administración fijará la frecuencia y caudales necesarios para estos riegos. El contratista dispondrá de un sistema temporal de riego por aspersión o de tanques móviles, que permita la distribución uniforme del agua en toda la zona y el control de las cantidades empleadas para evitar la erosión. Serán por cuenta del contratista la reparación de los posibles daños causados por un riego excesivo o irregular. La cantidad de agua fijada en el proyecto se da tan sólo a título de estimación y el contratista no recibirá compensación adicional en los precios unitarios por las diferencias que se produzcan.

El agua empleada se aforará, para su abono, midiendo el caudal de agua de la tubería de suministro, por medio de dispositivos suministrados e instalados por el contratista, o por los tanques de agua aplicada mediante rociadores. El precio unitario se expresará por metros cúbicos y en él irá incluido el coste de mano de obra, materiales, planta y operaciones necesarias para el riego, incluyendo el de retirar el sistema de tuberías que eventualmente se haya utilizado.

G.101. Siembra.

(a) *Generalidades*.- La siembra consistirá en las operaciones de preparación del suelo, suministro de las semillas apropiadas, siembra o plantación, y cubrimiento de las semillas y suministro y extensión de un fertilizante comercial aprobado. Exceptuando la colocación, extensión y compactado de la tierra vegetal, todas las operaciones de sembrado se harán de acuerdo lo indicado en esta sección. Las áreas que deben de ser sembradas serán: (indicar las áreas concretas).

Todas las áreas excavadas compuestas por roca y con una pendiente excavada de 1:1 o mayor, deben de ser excluidas de las zonas a sembrar.

Los límites en los que se realizará la siembra serán los designados por la Administración.

Si se indica, las áreas dentro del paso de la obra deben de ser sembradas donde las operaciones de la construcción hayan quitado la hierba existente, donde se haya eliminado la cobertura de la hierba o donde por otras razones, se indique que es necesario sembrar.

El contratista debe de mantener las áreas sembradas hasta su aceptación final, y cualquier daño causado a las zonas sembradas por las operaciones del contratista deben de ser reparadas por el contratista a su coste.

(b) *Preparación del Suelo*:

(1) *Cuando sea Necesario Tierra Vegetal para Sembrar*.- El contratista colocará, extenderá y compactará una capa de tierra vegetal en las zonas que van a ser sembradas de acuerdo a la

sección G.100. Las superficies de la capa vegetal deben de mantenerse con un acabo uniforme y suave hasta que se hayan sembrado. Si estas superficies se alteran por las operaciones del contratista, debe de volver a dejarlas uniformes y compactarlas de nuevo antes de comenzar la siembra, y el coste de esto será a cuenta del contratista.

(2) *Cuando no sea Necesario Tierra Vegetal para Sembrar*.- El contratista preparará las zonas que deben de ser sembradas para que éstas adquieran una condición firme y bien formada adecuada para la hierba justo antes de empezar a sembrar las semillas.

Donde sea necesario, el contratista escarificará la tierra para preparar el suelo adecuadamente para las semillas. No se realizará ningún pago adicional por compactar o escarificar las zonas que van a sembrarse. Todos los costes de preparar el suelo para la siembra deben incluirse en el precio unitario ofertado por cada hectárea de siembra.

(c) *Semillas*.- Las semillas y las mezclas de semillas deben de estar libres de las malas hierbas prohibidas y no deben de tener más del 0,5 por ciento, en peso, de las malas hierbas restringidas. Las malas hierbas prohibidas y restringidas serán las que indique el Departamento Estatal de semillas.

Todas las semillas serán suministradas en recipientes sellados y etiquetados de acuerdo la legislación del (incluir Estado) de acuerdo a las regulaciones o de acuerdo al Departamento de Agricultura de los Estados Unidos y la regulación Federal de las Semillas, si se envía desde otro estado.

Todas las especies de hierba especificadas deben de ser envasadas y etiquetadas separadamente y deben de mezclarse uniforme y cuidadosamente una vez que se reciban en la obra.

El contratista debe de suministrar y sembrar una mezcla de semillas compuesta por la lista siguiente:

Semillas necesarias por hectárea[1]

Clase de semilla	Kg de semilla viva por hectárea
Festuca rubra reptante (Creeping Red Fescue)	12,3
Festuca rubra encespedante (Chewings Fescue)	9
Poa spp Newport (Newport Bluegrass)	5,6
Lolium spp perenne (Perennial rye grass)	3,4
Trébol blanco holandés (Dutch white clover)	3,4

[1]Tabla ejemplo, revisar como sea apropiado

(d) *Periodos de Siembra*.- La siembra debe de hacerse en los periodos en los que las condiciones climáticas de temperatura y humedad sean las más adecuadas para el crecimiento. A no ser que se apruebe otra cosa, la siembra no se debe de realizar entre _____ y entre _____ de cada año.

(e) *Capa de Mantillo*.- El contratista deberá de suministrar y extender uniformemente, una vez sembrado, un mínimo de 5 toneladas por hectárea (2 toneladas por acre) de estiércol y paja en todas las zonas sembradas o, como alternativa, el contratista lo hará con hidromantillo de acuerdo con la subsección (h). El mantillo debe de estar razonablemente libre de moho u otras evidencias de descomposición y de semillas de mala hierba. La mayor parte de mantillo colocado debe de tener más de 30 centímetros (12 pulgadas) de longitud. El mantillo debe de ser firmemente sujeto con un equipo "IMCO" o similar. El equipo debe de ser operado a profundidades de 7,6 a 10 centímetros (3 a 4 pulgadas) y atravesar todas las pendientes. El mantillo debe de ser anclado a intervalos de 15 a 30 centímetros (6 a 12 pulgadas) a lo largo de la pendiente. El coste del mantillo debe de ser incluido en el precio unitario para la siembra.

(f) *Sembrado de Semillas*:

(1) *Metodología*.- La mezcla especificada debe

UDHCONECTA.COM

de ser sembrada con sembradoras ya sea son disco o con manguera de bajada de semillas, una sembradora de hidrosiembra aprobada o esparciendo la semilla con medios mecánicos o manuales.

(2) *Sembrado de la Semilla.*- Si la semilla se siembra con sembradora, ésta debe de distribuir uniformemente la semilla a la velocidad indicada en las áreas que se van a sembrar. Si es posible operar con seguridad el equipo, según determine la Administración, el sembrado se debe de hacer perpendicular a la pendiente del terreno. El sembrado debe de ser regulado de forma que la semilla se siembre en el suelo adecuadamente y se cubra con una profundidad de suelo de ____ a____ centímetros. En el caso de que la sembradora esté equipada con un fertilizante aprobado, de hasta ___ kilogramos de nitrógeno y ____ kilogramos de fósforo puede ser aplicado con el sembrado de la semilla. El fertilizante se puede extender antes o después de sembrar la semilla.

(3) *Hidrosiembra.*- El sembrado con una hidrosembradora será aprobado, si las velocidades del viento permiten una distribución uniforme de la semilla y el fertilizante en las zonas donde se va a sembrar. En la hidrosiembra, se debe de mezclar adecuadamente las semillas y el fertilizante con agua para generar una mezcla uniforme. La mezcla debe de ser preparada justo antes de su aplicación y debe de ser aplicada rápidamente a las áreas que se van a sembrar y fertilizar. Las mezclas preparadas más de 1 hora antes de su aplicación no serán aceptables.

La hidrosembradora debe de ser diseñada de forma que asegure que la semilla y el fertilizante se aplican de forma uniforme a la velocidad por hectárea especificada aquí. La hidrosembradora debe de estar equipada con un agitador y una bomba de recirculación que agite y mezcle continuamente la mezcla para evitar que se sedimenten sólidos en las esquinas y en el fondo del tanque, y que mantenga una mezcla uniforme de las semillas, el fertilizante y el agua en todo momento durante la hidrosiembra.

Inmediatamente después de aplicar la mezcla a la superficie del suelo, debe de cubrirse la semilla con un espesor de suelo indicado usando un arado de discos, un Dunham, un rastrillo u otros tipos aceptables que sean aprobados por la Administración. No se permitirá cubrir la semilla arrastrando un tronco o con un sistema similar. La semilla aplicada alrededor de las estructuras debe de ser cubierta adecuadamente con suelo usando un rastrillo de mano o similar.

(4) *Esparcido de Semillas.*- El esparcido de semillas con medios mecánicos o manuales sólo es aceptable en las zonas inaccesibles a otros métodos, sembradoras o hidrosembradoras.

a. Esparcido mecánico.- Se puede usar un equipo de esparcido mecánico de tipo de centrifugado o de lanzado. Cualquier equipo de este tipo usado para esparcir semillas debe de ser diseñado y regulado para asegurar que se aplica la semilla uniformemente a la velocidad por hectárea especificada aquí. Cuando se usa este método, no se puede aplicar la semilla y el fertilizante en la misma mezcla, pero pueden ser esparcidos separadamente.

b. Esparcido manual.- El esparcido manual sólo puede hacerse en zonas pequeñas, inaccesibles, aprobadas por la Administración. La aplicación de las semillas se hará usando un equipo de esparcido aprobado a mano o desde un saco o un recipiente más adecuado. Independientemente del medio usado, la semilla debe de aplicarse uniformemente a las velocidades indicadas aquí. Cuando se usa este método, deben de esparcirse la semilla y el fertilizante separadamente.

Inmediatamente después de aplicar la mezcla a la superficie del suelo, debe de cubrirse la semilla con un espesor de suelo indicado usando un arado de discos, un Dunham, un rastrillo u otros tipos aceptables que sean aprobados por la Administración. No se permitirá cubrir la semilla arrastrando un tronco o con un sistema similar. La semilla aplicada alrededor de las estructuras debe de ser cubierta adecuadamente con suelo usando un rastrillo de mano o similar.

[*(g) *Fertilizante.*- El contratista suministrará y aplicará un fertilizante comercial que tenga un mínimo de ___kilogramos por hectárea de nitrógeno y ____kilogramos de fósforo. El fertilizante debe de estar embalado y etiquetado mostrando un análisis fiable del peso neto por saco cuando se recibe en la obra.

El fertilizante puede ser aplicado antes de sembrar con esparcidores mecánicos, impulsión a chorro o equipos hidráulicos. El fertilizante también puede aplicarse al sembrar según se indica en las subsecciones (f)(2) y (3)]

(h) *Hydromulching* (*Hidroacolchado*).- Como alternativa a otros métodos de sembrado, fertilizado y aplicación del mantillo aquí especificados, puede ser aceptable el uso de una hidro sembradora aprobada. El mantillo de fibras de celulosa u otro material aprobado que vaya a ser utilizado debe de estar libre de elementos que impidan la germinación o el crecimiento. El mantillo debe de ser tintado para que tenga un color apropiado para que permita una medición visual de su aplicación, y debe de ser dispersado uniformemente y entrar en suspensión cuando se agite en agua. Cuando se rocíe uniformemente en la superficie del suelo, las fibras deben de formar una cobertura sobre el suelo que absorba el agua y permita la infiltración al suelo que tienen debajo. Las especificaciones de peso de los suministradores, para todas las aplicaciones, deben de referirse sólo al peso seco en el aire de la fibra, con un equivalente estándar del 10 por ciento de humedad. El mantillo debe de ser suministrado en paquetes marcados por el fabricante que muestren su contenido de aire en peso. Los suministradores deben de estar preparados para certificar que sus productos han sido ensayados en laboratorio e "in situ" y que cumplen los requisitos anteriores.

La aplicación del "hidromulch" se hará de la siguiente manera: se añadirá el mantillo a la mezcla de agua en un alimentador hidráulico una vez que se hayan añadido las cantidades en su adecuada proporción de semillas de hierba y fertilizantes. Deben de mezclarse todos los elementos de la mezcla para formar una mezcla homogénea. No serán aceptables las mezclas que se hayan preparado 1 hora antes de su utilización. Si se usa el color del mantillo para medir, el operador del sembrador hidráulico debe de rociar aplicando la mezcla uniformemente sobre el terreno que corresponda por hectárea de los materiales necesarios. El mantillo de fibra de celulosa debe de aplicarse a un ratio mínimo de 1120 kg por hectárea (1000 libras por acre). Otros mantillos aprobados pueden aplicarse a un ratio equivalente por hectárea. La Administración verificará, inspeccionado las cargas de los tanques y la aplicación del rociado, que los materiales aplicados corresponden a los requisitos por hectárea.

(i) *Medición y Abono.*- La medición, para su abono, se realizará por las hectáreas realmente sembradas indicadas por la Administración. El abono se hará con arreglo al precio unitario por hectárea que figure en el cuadro de precios. Dicho precio incluirá la mano de obra, materiales y equipo necesarios para la preparación de la tierra (excepto la colocación, extendido y compactación de la tierra vegetal), suministro de las semillas y del fertilizante de estiércol y paja, siembra, cubrición y coste de suministro y colocación del mantillo.

*Borrar o revisar según sea necesario.

G.102. Juntas y Bordes en el Hormigón.

(a) *Juntas de Construcción.* – Las juntas de construcción son juntas que se hacen a propósito en el hormigón para facilitar su construcción; para reducir las tensiones y las grietas por la retracción inicial; permitir tiempo para instalar las piezas embebidas de metal; o para permitir la colocación de otro hormigón.

UDHCONECTA.COM

Se requiere una unión entre las juntas independientemente de que la armadura sea continua a lo largo de la junta. La localización de las juntas de construcción estará sujeta a aprobación y se construirán de acuerdo con lo dicho en las secciones G-86 y G-87.

(b) *Juntas de Contracción.*- Las juntas de contracción son juntas que se hacen en el hormigón para permitir la contracción a una unidad monolítica o movimiento entre unidades monolíticas. Las juntas deben de construirse de forma que no haya unión entre las superficies del hormigón que forman la junta. Excepto en el caso de pasadores, la armadura nunca es continua a lo largo de la junta.

Se construirán en los puntos que se fijen en los planos. La junta se realizará encofrando uno de sus extremos y dejando al hormigón que fragüe antes de hormigonar el otro. *(Excepto las juntas de contracción que van a ser inyectadas) *(la) superficie del hormigón colocado en primer lugar en una junta de este tipo se protegerá con un compuesto de sellado antes de colocar el hormigón de la otra cara. Este compuesto cumplirá la especificación del Bureau "Specificactions for Concrete Curing Compound", del 1 de Octubre de 1980.

*[Si se especifica un elastómero sellante para las juntas de construcción del hormigón, debe de cumplir las "Specifications for Elastomeric Canal Joint Sealer" del Buerau of Reclamation del 1 de Agosto de 1983.

*[Las juntas de contracción que deben de ser inyectadas no necesitan producto de curado y deben de construirse de acuerdo a los detalles de los planos y de la sección G.86: Teniendo en cuenta que, donde se recubra con el producto de curado por decisión del contratista, las juntas de contracción que se vayan a inyectar deben de pasarlas un chorro de arena sin exponer áreas apreciables de árido, para quitar el producto de curado antes de colocar el hormigón adyacente.]

(c) *Juntas de Control.*- Las juntas de control son las juntas hechas en el hormigón para controlar las tensiones de retracción iniciales y las grietas de las unidades monolíticas. Las juntas de control deben de construirse como se indica en la subsección (b) para las juntas de contracción: Teniendo en cuenta que las armaduras son siempre continuas a lo largo de las juntas de control.

(d) *Juntas de Expansión*:

(1) *Generalidades.*- Las juntas de expansión deben de construirse entre el _____ como se muestra en los planos. En las juntas de expansión se debe de colocar una junta bituminosa prefabricada. El contratista debe de suministrar y colocar la junta bituminosa. La junta bituminosa debe de cubrir toda la superficie del hormigón en cada junta, y debe de apoyarse contra el hormigón y sujetarse rígidamente en su sitio mientras se coloca el hormigón en el otro lado de la junta. Todas las juntas debe de ser una junta a tope con cubre junta.

(2) *Materiales.*- Juntas prefabricadas bituminosas, Federal Specificactions HH-F-341F, tipo 1.

(e) *Bordes.*- El contratista debe de suavizar o achaflanar los bordes del hormigón donde se indique en los planos y en el resto de sitio que se necesite.

(f) *Costes.*- *[Exceptuando el suministro y colocación de juntas estancas, suministro y colocación de placas de metal de sellado, y el suministro y colocación de la gomaespuma de relleno _____ (el) (El) coste de suministrar todos lo materiales y llevar a cabo todo el trabajo para construir las juntas de construcción, las juntas de contracción, las juntas de control y las de expansión y suavizar o achaflanar los bordes del hormigón deben de ser incluidos en los precios unitarios aplicables del hormigón en los que se necesiten las juntas y los bordes o en los elementos que incluyan hormigón para juntas y bordes.]

*Borrar o revisar según sea necesario.

G.103. Juntas de Estanqueidad de Goma.

(a) *Generalidades.*-Se colocarán este tipo de juntas en *[las juntas de construcción, contracción, control y expansión de _____ que se indiquen en los planos o fije la Administración. Teniendo en cuenta que: se pueden suministrar y colocar juntas de estanqueidad de PVC que cumplan la sección G.104 en lugar de las de goma, excepto si las juntas deben de colocarse en el hormigón monolítico de un sifón.]

*[Las juntas de estanqueidad de goma del tipo "A, "B", "G" y "H" deben de ajustarse a lo indicado en los detalles del plano ____ y el tipo "D", "E" y "F" a los detalles del plano ____.

El contratista suministrará estas juntas y todo el material y equipos para montar las juntas, para unirlas a los encofrados y para sujetar las armaduras, y para la completa instalación de las juntas de goma. El contratista también debe de suministrar todos los materiales para colocar y para los moldes para empalmar las juntas "in situ" y la energía eléctrica para calentar los moldes. El contratista asegurará la protección durante la construcción de la obra, de las juntas, sustituyendo las que resulten dañadas, a opinión de la Administración, tanto que afecten a la utilidad de la misma. Todas las juntas deben de ser protegidas del aceite, la grasa y el producto de curado.

*[Las juntas de estanqueidad de goma que no estén embebidas en el hormigón en la sección ____, como muestra el plano ____ deben de protegerse contra el daño cubriéndolas como apruebe la Administración.]

(b) *Materiales*:

(1) *Juntas de Estanqueidad de Goma.*- Se fabricarán con un compuesto obtenido químicamente. El polímero base será la goma natural o una sintética y el compuesto resultante deberá tener las características indicadas en la tabla G-15:

(2) *Pegamento de Goma y de Cemento.*- Deben de tener las condiciones necesarias para poder hacer las uniones que hagan falta en obra, conforme a lo especificado en la subsección (g).

Tabla G-15.-Características físicas de las juntas de estanqueidad de goma.

Tipo de ensayo	Método de ensayo ANSI/ASTM	Pedido	
		Goma natural	Goma sintética
Resistencia mínima a la tracción en Kg/cm².	D 412	246	*211
Resistencia mínima a 300 por cien de alargamiento en Kg/cm².	D 412	102	81
Alargamiento mínimo a la rotura, porcentaje..	D 412	500	*450
Durómetro Shore (tipo A).	D 2240	60 a 70	60 a 70
Porcentaje máximo del cambio en peso, inmersión en agua (dos días a 70° C).	D 471	5	5
Máximo porcentaje de la deformación inicial al comprimirlo (deformación constante)	D 395, Método B	30	30
Envejecimiento prematuro (96 horas a 70°C), mínimo porcentaje de fuerza de tensión antes de envejecer,	D 573	80	80
Mínimo porcentaje de elongación antes de envejecer	D 573	80	80
Resistencia a la rotura con Ozono al 20 por ciento de elongación (7 días a 0,5 p/m a 30 °C)	D 1149	Sin roturas	Sin roturas

*El policloropropeno tiene que tener una resistencia mínima a la tensión de 140 Kg/cm² (2000 libras por pulgada cuadrada) y una elongación mínima de 350 por ciento

UDHCONECTA.COM

*[(3) *Placas de Conexión*.- Las placas de conexión deben de fabricarse con acero inoxidable del N°16 Estándar de los Estados Unidos. Las placas de acero inoxidable deben de ser de la clase 321, 347 o 348, condición A; y deben de tener un acabado adecuado; todos de acuerdo a la Especificación Federal QQ-S-766C.

(4) *Pernos, Tuercas y Arandelas*.- Los pernos, las tuercas y las arandelas deben de fabricarse con acero resistente a la corrosión que contenga un 18 por ciento de cromo y un 8 por ciento de níquel o un 17 por ciento de cromo y un 9 por ciento de níquel.

(c) *Fabricación*.-Las juntas de estanqueidad de goma pueden modelarse o troquelarse. El proceso de fabricación será tal, que la sección transversal sea densa, homogénea, y esté libre de porosidad y otras imperfecciones. Serán admisibles defectos de poca importancia tales como:

(1) Rebabas y huecos que no tengan más de 0,6 centímetros (1/4 pulgada) en su dimensión lateral mayor y 0,16 centímetros (1/16 pulgada) de profundidad, sin límite a la frecuencia de ocurrencia.

(2) Rebabas y huecos que estén entre 0,6 centímetros (1/4 pulgada) y 1,3 centímetros (1/2 pulgada) en su dimensión lateral mayor y 0,24 centímetros (3/32 pulgada) de profundidad, si no hay más de seis en 15 metros (50 pies) y al menos haya 5 centímetros (2 pulgadas) entre cada dos defectos.

(3) Marcas resultantes de la operación de tubulado o manipulación durante la fabricación, sin límite a anchura o frecuencia si el espesor del material bajo la marca no es menor del espesor mínimo.

(4) Textura superficial rugosa o granular.

(5) Líneas de limpieza a lo largo de la unión de fabricación de los materiales moldeados si no son superiores a 0,16 centímetros (1/16 pulgadas) de ancho y 0,16 centímetros (1/16 pulgadas) de profundidad en no más de 0,6 metros (2 pies) de longitud.

Las tolerancias permitidas deberán mostrarse sobre los planos. Si los defectos sobrepasan los límites indicados se repararán siguiendo las instrucciones de la Administración o se cortará la zona que contenga los defectos y se hará un empalme con una nueva junta libre de ellos. Todas las juntas de fabricación serán moldeadas y se realizarán vulcanizándolas en moldes de acero durante el tiempo suficiente para que alcancen la máxima resistencia. Todas las juntas moldeadas deberán resistir perfectamente cuando se les dobla 180° alrededor de un pivote de 5 centímetros de diámetro.

*[Las juntas de este tipo para secciones circulares o en cajón, de sifones, desagües y otros conductos a presión se suministrarán en forma de anillos circulares continuos. Los anillos se fabricarán con tiras rectas, uniendo los extremos de modo que formen un anillo de la longitud deseada. Será admisible una tolerancia en la longitud circunferencial, en ± 5 centímetros (2 pulgadas).]

*[(d) *Intersecciones Especiales de Juntas de Estanqueidad*.- Las intersecciones especiales de juntas de estanqueidad, tipo 1 a _____, como se muestran en el plano _____, deben de fabricarse moldeándolas o solapándolas. Los solapes deben de hacerse quitando los ensanchamientos finales y el central de las piezas que van a usarse sobre toda la zona de solapamiento para proporcionar una superficie lisa de contacto. La mitad abierta del ensanchamiento central debe de ser conectada para formar un solape estanco. Las superficies de contacto de ambas superficies solapadas deben de ser limpiadas y cubiertas con un cemento de adherencia. Debe de aplicarse un trozo de goma de adherencia a una de las superficies de contacto y las dos piezas de la junta deben de juntarse en la posición indicada en los planos y vulcanizada con el método más apropiado. Durante el vulcanizado, las superficies de contacto deben de mantenerse juntas firmemente colocando

*Borrar o revisar según sea necesario.

unas placas metálicas en ambos lados de la junta de goma y poniendo abrazaderas a las placas metálicas. Debe de colocarse una goma adherente y una de cemento a ambos extremos de las juntas para asegurar que obtiene un sellado estanco alrededor de la intersección. La parte solapada deberá de resistir perfectamente cuando se le dobla 180° alrededor de un pivote de 15 centímetros (6 pulgadas) de diámetro sin que se separen los trozos.]

(e) *Ensayos*:

(1) *Generalidades*.- Las juntas de estanqueidad de goma estarán sujetas a ensayos de laboratorio antes de proceder a su envío. El material necesario para los ensayos será suministrado por el fabricante y los ensayos se realizarán en fábrica.

Excepto que se especifique algo en contra en la subsección (2), los procedimientos generales de muestreo serán los definidos en la sección 6 del Federal Test Method Standar núm. 601/Gem.

(2) *Toma de Muestras para los Ensayos*.- Las muestras para los ensayos de laboratorio serán tomadas por un proceso al azar con el fin de obtener el siguiente número de ellas, indicado en la tabla G-16, para cada pedido.

El fabricante puede tomar la decisión de hacer los ensayos de laboratorio de las propiedades físicas de las juntas de estanqueidad de goma que se necesiten para cumplir estas especificaciones, en cuyo caso se harán en muestras tomadas de, (a) unidades para ensayar tomadas del producto finalizado o (b) muestras sustitutivas suministradas de acuerdo con Federal Test Method Standar núm. 601/Gem.

Tabla G-16.-Número de unidades de ensayo.

Tamaño de la orden de compra	Número de ensayos
150 m (500 pies) lin o menos	1
151 a 300 m (501 a 1000 pies) lin	2
301 a 1500 m (1001 a 5000 pies) lin	4
1501 a 3000 m (5001 a 10000 pies) lin	8
Por encima de 3000 m (10000 pies) lin	15

(3) *Metodología de los Ensayos*.-Los ensayos se realizarán de acuerdo con los métodos descritos en la subsección (b)(1).

(4) *Información Suministrada por el Fabricante*.- El fabricante debe de enviar una copia de todos los informes de los ensayos de laboratorio que representen cada entrega de juntas de goma al *(Proyecto) Ingeniería, Bureau of Reclamation, _____. Una copia de la carta de envío se enviará a la Administración, _____.

(f) *Envío y Almacenamiento*.- Las juntas de goma se pueden enviar en rollos para facilitar la manipulación pero, si un rollo de junta no se va a colocar en los próximos 6 meses una vez recibida, debe de deshacerse el rollo. Todas las juntas de goma deben de almacenarse en un lugar frío, preferiblemente 21°C (70°F) o menos. Las juntas de estanqueidad no deben de almacenarse en lugar abierto o donde estén expuestos a la luz directa del sol.

(g) *Instalación*.- Se colocarán dejando embebido en el hormigón aproximadamente la mitad del ancho del material a cada lado de la junta. Se tendrá especial cuidado en la puesta en obra y vibrado del hormigón colocado, para asegurar que el hormigón rellene completamente los encofrados, y así obtener una unión interna entre él y la junta de goma en toda su longitud. En el caso de que la junta de goma se coloque en el hormigón en un lado de la junta un mes antes del momento de poner en obra el hormigón del otro lado se cubrirá para protegerla de los rayos directos del sol.

*[(1) *Uniones de Goma Realizadas en Obra del Tipo "A", "B", "G" y "H"*.- Todas las uniones del tipo "A", "B", "G" y "H" serán moldeadas. Todas las uniones moldeadas se realizarán vulcanizándolas en un molde de acero según el siguiente método: Los extremos se biselarán a 45°, o con un ángulo menor, mediante una sierra de modo que los extremos

*Borrar o revisar según sea necesario.

UDHCONECTA.COM

a unir se presionen cuando se cierre el molde. Los bordes biselados y los laterales se rasparán, al menos en su último 0,6 centímetros (1/4 pulgada), a fin de obtener unas superficies limpias y ásperas. A las superficies así preparadas se les darán dos delgadas capas de cemento de goma dejando que se seque la primera antes de dar la segunda. Se aplicará a continuación un pedazo de látex, al extremo biselado, cortado con las mismas dimensiones de éste y los dos extremos serán completamente unidos con una ribeteadora manual. El molde se calentará a una temperatura de 143 °C (290 °F) antes de colocar el empalme en él. La unión se colocará en el centro y se cerrará firmemente para evitar que durante el proceso de vulcanización deslicen los extremos que se pretender unir. Se mantendrán estos en el molde durante 25 minutos durante los cuales la temperatura se conservará igual a los 143 °C (290 °F). El contratista suministrará todos los materiales para realizar las juntas en obra y la energía eléctrica necesaria.

Todas las juntas moldeadas deberán resistir perfectamente cuando se les dobla 180° alrededor de un pivote de 5 centímetros de diámetro sin separarse.]

*[(2) *Uniones de Goma Realizadas en Obra del Tipo "D", "E" y "F".*- Todas las uniones de goma realizadas en obra del tipo "D", "E" y "F", incluyendo las conexiones metálicas deben de hacerse según se indica en el plano_____.

(h) *Medición y Abono.*- La medición de las juntas de estanqueidad de goma se expresará en metros lineales realmente colocados, medidos a lo largo de su eje *(sin abono adicional por solapes e intersecciones).

El abono se realizará al precio unitario del metro lineal de los distintos tipo de juntas, en el que irá incluido el coste del material, la fabricación de las uniones y la colocación de los distintos tipos de juntas (*y tamaños de gomas o PVC), también incluirá el coste de instalar las juntas *(o hacer las conexiones), (hacer las conexiones metálicas) y suministrar e instalar los recubrimientos para proteger las juntas de daños.

G.104. Juntas de Estanqueidad de PVC.

(a) *Generalidades.*- Las juntas de estanqueidad de PVC deben de instalarse en *(juntas de construcción, contracción, control y de expansión de _____) donde se muestren en los planos o donde se indique. [157][Si se suministran e instalan las juntas de estanqueidad de PVC en lugar de las de goma, deben de cumplir los detalles del plano _____. Si se suministran juntas de PVC, se suministrará la de 23 centímetros (9 pulgadas) en lugar de las de goma del tipo "A" , y una de 15 centímetros (6 pulgadas) de PVC en lugar de la de goma del tipo "H"].

El contratista debe de suministrar las juntas de estanqueidad y todos los materiales y equipos para empalmar las juntas, para unirlas a los encofrados y para sujetar las armaduras y completar la instalación de las juntas. El contratista asegurará la protección durante la construcción de la obra, de las juntas, sustituyendo las que resulten dañadas, a opinión de la Administración, tanto que afecten a la utilidad de la misma. Todas las juntas deben de ser protegidas del aceite, la grasa y el producto de curado.

[158][(b) *Planos e Información Suministrada por el Contratista.*- Al menos 60 días antes de instalar cualquier junta, el contratista debe de enviar los planos y la información a la Administración para su aprobación.]

[135][(1) Planos.- El contratista debe de enviar 4 juegos de planos, excepto para las juntas de 15 centímetros (6 pulgadas) y las de 23 cm (9

*Borrar o revisar según sea necesario.

[157]Usar o revisar como sea necesario sólo si se usa la junta de estanqueidad de PVC en lugar de goma.

[158]Borrar o revisar como es requerido. Los proyectistas determinarán si se deben pedir los planos para su aprobación. La información normalmente se pedirá a no ser que, la cantidad de juntas sea pequeña.

pulgadas) mostradas en los planos _____, mostrando los detalles de las juntas, incluidas sus dimensiones, formas, y detalles de las intersecciones entre las juntas del mismo tamaño y otros tamaños. Los detalles de las intersecciones y empalmes deben de mostrar todas las conexiones esperadas necesarias para hacer el trabajo cumpliendo estas especificaciones.

Un juego de planos se devolverá al contratista aprobado, o no, o aprobado con condiciones, marcando los cambios que deben de realizarse, si los hay. Los planos que no son aprobados o que necesitan cambios deben de ser revisados y devueltos a la Administración para su aprobación y deben de indicar los cambios y la fecha de revisión. Los planos aprobados con condiciones deben de ser reenviados para su aprobación, si así se indicase.

Cualquier fabricación o acopio de materiales llevado a cabo antes de que lleguen los planos aprobados se hará a riesgo del contratista. La Administración tendrá el derecho a exigir al contratista que haga los cambios en los planos que considere necesarios para terminar la instalación de acuerdo a los requisitos de estas especificaciones sin costes adicionales para la Administración. La aprobación de los planos por parte de la Administración no libera de responsabilidad al contratista en ninguna responsabilidad de cumplir los requisitos de estas especificaciones o de que los planos estén correctos.]

[135][(2) *Información.*- El contratista debe de enviar una copia de todos los informes de los ensayos de laboratorio de las propiedades físicas indicados en la subsección (c), de los productos que van a usarse en las juntas que van a suministrarse, junto a una copia de la orden de compra de las juntas, y un certificado del fabricante indicando que las juntas, al suministrarlas, cumplirán todos los requisitos de estas especificaciones. Si el contratista compra las juntas en varias órdenes de compra, se enviará la información y las muestras de cada compra individual.

(3) *Direcciones de Envío.*- Los planos y la información para su aprobación se enviarán al Bureau of Reclamation, P.O. Box 25007, Denver CO 80225. Se debe de enviar una copia de la aprobación (planos e información) al *(Proyecto) Ingeniería, Bureau of Reclamation, _____.]

(c) *Materiales.*- Las juntas de PVC deben de fabricarse a partir de un compuesto, de base de resina, la cual será de PVC virgen. No se usará PVC reciclado o restos de fabricación. El compuesto debe de contener resinas adicionales, plastificadores, estabilizadores, y otros materiales que aseguren que cuando se fabrique el producto va a tener las características físicas indicadas en la tabla G-17.

(d) *Fabricación.*- Todas las juntas deben de ser fabricadas en molde o extrusionadas de forma que en cualquier sección transversal sea densa, homogénea y sin poros o imperfecciones. Las juntas del tipo de 15 centímetros (6 pulgadas) y de 23 cm (9 pulgadas) deben de ser fabricadas de acuerdo a los detalles de las dimensiones y tolerancias indicadas en el plano_____.

[159][La junta de ____ centímetros debe de tener un ensanchamiento de ____ centímetros de diámetro interno y un ensanchamiento de ____ centímetros de diámetro externo, no debe de tener menos de ____ nervios longitudinales en cada lado del ensanchamiento, con los nervios distribuidos uniformemente entre el nervio junto al ensanchamiento y el borde de la junta, y con una altura mínima de _____ centímetros y con una altura máxima de _____ centímetros y debe de tener un espesor de ____ centímetros en la zona central cercana al ensanchamiento y un espesor de ____ centímetros cerca del borde.]

(e) *Inspección y Ensayos*:

(1) *Generalidades.*- Se deben de tomar

*Borrar o revisar según sea necesario.

[159]Usar o revisar si se necesitan otros tamaños diferentes a los de 15 y 23 centímetros (6 y 9 pulgadas).

UDHCONECTA.COM

muestras de todas las juntas "in situ", ensayarlas y ser aprobadas por la Administración antes de su instalación. El contratista debe de tener las juntas con suficiente tiempo en la obra como para permitir 30 días para los ensayos una vez que se han tomado las muestras y la Administración los ha recibido en los laboratorios del Bureau of Reclamation en Denver, Colorado.

(2) *Muestras para los Ensayos.*- Cada tamaño de 150 metros (500 pies) y por cada tipo y tamaño de junta terminada hay que cortar una muestra representativa de al menos 30 cm (12 pulgadas). Teniendo en cuenta que, se deben de tomar un mínimo de cuatro muestras de cada tamaño y tipo de cada orden de compra. Cada muestra debe de marcarse de forma que pueda identificarse con la longitud especificada de la junta de la que se ha tomado.

(3) *Métodos de Ensayos.*- Las muestras para ensayos se prepararán de las tomadas de acuerdo a la U.S. Army Coprs of Engineers Specification CRD-C-572-74, de las que se pueden obtener copias gratuitas de Director, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, P.O. Box 631, Vicksburg, MS 39180. Los ensayos se harán de acuerdo a los métodos especificados en la subsección (c).

(f) *Instalación.*- Las juntas no deben de instalarse hasta que los materiales ensayados "in situ" y [135](los planos, la información, etc) hayan sido aprobadas. La situación y lo embebido de una junta debe de mostrarse en los planos, con más o menos la mitad de la anchura de la junta embebida en el hormigón en cada lado de la junta. Para eliminar la instalación defectuosa que puede provocar pérdidas en la junta, debe de tenerse especial cuidado de que las juntas se hayan colocado correctamente y aseguradas durante la instalación. Todas las juntas deben de instalarse para que formen un diafragma continuo estanco a no ser que se indique otra cosa. Se deben tomar las medidas necesarias para proteger completamente las juntas durante el progreso de la obra.

Tabla G-17.-Características físicas de las juntas de PVC.

Tipo de Ensayo	Método de Ensayo	Requisito
Resistencia mínima a la tracción en Kg/cm^2 (lb/pulgada^2).	ASTM D 683, velocidad D, muestra tipo IV	141 (2000)
Alargamiento final, porcentaje mínimo	ASTM D 638, velocidad D, muestra tipo IV	300
Rigidez a flexión, Kg/cm^2 (lb/pulgada^2), mínimo	ASTM D 747	42 (600)
Fragilidad a baja temperatura (2 °C)	ASTM D 746	Sin rotura o astillamiento
Pérdida volátil, cambio en peso, porcentaje permitido	ASTM D 1203, método A, muestra de 0,2 cm (0,08 pulg.) de grosor	0,50
Fuerza tensora después de la prueba de aceleración, porcentaje de fuerza tensora antes de la prueba de extracción	U.S.Army Corps of Engineers Specification CRD-C-572-74	80
Último alargamiento después de la prueba de extracción acelerada, mínimo porcentaje del último alargamiento antes de la prueba de extracción,	U.S.Army Corps of Engineers Specification CRD-C-672-74	80
Cambio en peso después de los efectos de prueba de álcalis, porcentaje permitido	U.S.Army Corps of Engineers Specification CRD-C-572-74	+0,25,-0,10
Cambio en la dureza del durómetro de Shore después del efecto de la prueba de álcalis, porcentaje permitido	U.S.Army Corps of Engineers Specification CRD-C-572-74	±5

El hormigón que rodea a la junta debe de ser vibrado más que el resto, por arriba y por abajo, para asegurar que las juntas quedan completamente embebidas en el hormigón. Deben de quitarse a mano, los áridos grandes cercanos a las juntas para asegurar el contacto completo entre el hormigón y la junta.

Antes de instalar las juntas, el contratista debe de suministrar al *(Proyecto) Ingeniería, Bureau of Reclamation, _____, una copia de las recomendaciones del fabricante para instalar y hacer los empalmes en las juntas. Los empalmes en las juntas deben de hacerse sólo por personal que haya demostrado a la Administración que están capacitados para fabricar los empalmes necesarios. Los empalmes en una continuación o en una intersección de tramos de juntas de plástico deben de ser realizados en caliente sellando las superficies de acuerdo a las recomendaciones del fabricante. Para hacer todos los empalmes se usará una fuente de calor eléctrica controlada con un termostato. La temperatura correcta a la que deben de hacerse los empalmes será diferente dependiendo de los materiales que la formen. Debe de ser la suficiente para fundir pero no para quemar el plástico. Todas las juntas deben de ser alineadas uniendo los finales de las juntas. Se deben de usar una sierra ingletadora y una portátil para cortar los finales de las juntas para asegurar su contacto y alineación adecuada. Las zonas empalmadas, cuando se enfríen y se doblen a mano todo lo posible, no deben de mostrar signos de separación.

Cuando se necesiten empalmes entre juntas de tamaños diferentes, los empalmes deben de hacerse como recomiende el fabricante de las juntas [135][y los planos de los detalles de las juntas deben de enviarse a la Administración, para su aprobación, como se indica en la sección (b)(1)].

(g) *Medición y Abono.*- La medición para su abono, del suministro e instalación de varios tamaños de juntas de PVC se hará por el número de metros lineales de juntas colocadas a lo largo del eje de la junta sin abono adicional por los solapes en los empalmes e intersecciones.

El abono del suministro e instalación de los distintos tamaños de juntas de PVC se hará a los precios unitarios aplicables por metro lineal de la oferta [134](por lo tanto) del cuadro de precios [134](por el suministro e instalación de los distintos tipos y tamaños de juntas de estanqueidad de goma o PVC), dicho precio unitario debe de incluir el coste de suministrar todos los materiales, preparar y enviar [135](los planos y) la información, suministrar las muestras necesarias de las juntas terminadas, hacer los empalmes "in situ", intersecciones e instalar las juntas; y suministrar e instalar protecciones de las juntas para protegerlas de daños.

G.105. Material Elástico de Relleno en Juntas de Hormigón.

(a) *Generalidades.*- El material elástico consistirá en goma macrocelular y se suministrará y colocará en las juntas de la forma indicada en los planos. *[El elastómero sellante, el relleno y el producto de sellado también deben de ser suministrados y colocados en las juntas donde se muestre.]

(b) *Materiales*:

(1) *Goma.*- La goma deberá cumplir la Federal Specification HH-F-341F, tipo 2, clase A. Teniendo en cuenta que la carga necesaria para comprimir la muestra al 50 por ciento de su espesor antes del ensayo debe de estar entre 3,5 y 10,4 Kg/cm^2 (50 y 150 libras por pulgada cuadrada). Se deberá almacenar en un lugar, frío si es posible, a menos de 21 °C (70°F) y nunca deberá estar en un lugar abierto y expuesto a los rayos del sol.

(2) *Clavos de Cobre.*- Los clavos de cobre

*Borrar o revisar según sea necesario.

UDHCONECTA.COM

cumplirán la norma Federal Specification FF-N-105B para clavos de cobre comunes.

[160][(3) *Adhesivo.*- El adhesivo para mantener la goma en su sitio no debe de ser bituminoso, como recomienda el fabricante del material de relleno.]

*[(4) *Elastómero Sellante.*- El elastómero sellante debe de cumplir las "Especificaciones Estándar para Sellantes de Juntas en Canales, del 1 de Agosto de 1983 del Bureau of Reclamation.

*[(5) *Relleno.*- El Relleno de Asbestos de Grafito deben ser placas de acuerdo a la Federal Specification HH-P-46E.

*[(6) *Compuesto de Sellado.*- El compuesto de sellado debe de cumplir la Especificación Federal Interina S-00227E, tipo 1, de color gris.]

(c) *Instalación.*- El relleno de goma se cortará del tamaño y forma de la superficie de la junta. El relleno se asegurará al hormigón, sujetándolo con clavos embebidos en el hormigón colocado en primer lugar de forma que sus puntas sobresalgan en la superficie que va a ser cubierta por el material de relleno, aproximadamente unos 30 centímetros (12 pulgadas) del centro, [137](o adhesivo aplicado entre el relleno y el hormigón colocado en primer lugar.)

Las juntas entre partes adyacentes del relleno serán lo suficientemente estancas para impedir que el hormigón fluya entre ellas. *[Si se necesita elastómero sellante, el relleno de la junta debe de ser colocado dejando el espacio suficiente para colocar el elastómero.]. En todos los sitios, a menos que se muestre lo contrario en los planos o se indique lo contrario, el relleno estará colocado a nivel con la superficie del hormigón.

*[El hormigón sobre el cual se va a adherir el elastómero de sellado debe de estar limpio y sin sustancias extrañas, ni producto de curado, ni agua estancada.]

*[Las placas de asbestos de grafito deben de cortarse a los tamaños necesarios y ser fijadas con cemento de linoleum en su lugar.]

[161][(d) *Medición y Abono.*- La medición, para su abono, del relleno de goma se hará por la superficie realmente colocada. El abono por el suministro y colocación del relleno de goma se hará al correspondiente precio unitario *(aplicable) por metro cuadrado del cuadro de precios, *(dicho precio unitario incluirá los costes de suministrar y colocar el elastómero de sellado, las placas de asbestos y el producto de sellado.)]

[[138](e) *Coste.*- El precio total de suministro y colocación del material de relleno para las juntas *(y el elastómero de sellado, las placas de asbestos y el producto de sellado) se tendrá en cuenta en el precio unitario del hormigón que las necesite.]

G.106. Obturadores Metálicos.

(a) *Generalidades.*- Los obturadores metálicos anticorrosivos se colocarán en las juntas de las estructuras que se indiquen en los planos.

(b) *Materiales.*- El contratista suministrará todo el material necesario en el que irán incluidos los materiales para [162](soldar) y las arandelas y clavos para sujetarlos a los encofrados. Los materiales deberán cumplir las siguientes normas.

[139][(1) *Cobre*- Las tiras de cobre cumplirán la Federal Specification QQ-C-576b, serán de 0,81 milímetros de espesor; (0,032 pulgadas), de fácil maleabilidad]

[139][(1) *Acero Resistente a la Corrosión.*- Cumplirá la Federal Specification QQ-S-766c, con acabado en caliente o en rollos fríos. Calibre N°20, del Estándar de los Estados Unidos (0,95 milímetros (0,0375 pulgadas de espesor)).] .

(2) [139] (Soldadura). Los materiales para soldar las partes de los obturadores metálicos deben de ser del tipo y de la composición aprobada por la Administración.

(c) *Instalación.*- Las conexiones de los obturadores de metal deben de ser las mostradas en los planos. Los obturadores deben de unirse cuidadosamente con [139](soldadura) de manera que formen un diafragma estanco en las juntas. Antes de que la junta sea embebida en el hormigón, debe de comprobarse con agua y jabón para asegurar que todas las soldaduras son estancas. Debe de vibrarse adicionalmente sobre y por debajo de las cercanías de las juntas, usadas en hormigón [139](en masa) para asegurar que están completamente embebidas. Los áridos grandes cerca de la junta deben de ser quitados a mano al hormigonar para asegurar el contacto completo de la junta con el hormigón que la rodea. [139][La parte inferior de las juntas verticales debe de ser embebida un mínimo de 30,5 centímetros (12 pulgadas) en roca sana como se muestra en los planos.] El contratista sustituirá o reparará los materiales metálicos que estén agujereados o dañados. Se tendrá cuidado de proteger los obturadores durante la construcción.

(d) *Medición y Abono.*-La medición se realizará en metros lineales colocados. No habrá pago adicional por los solapes. En el precio unitario irá incluido el coste de suministro del material, almacenaje, transporte, fabricación, [139](soldadura y) colocación de los obturadores; y también arandelas, clavos y conservación del material durante la obra.

G.107. Juntas de Estanqueidad Metálicas.

(a) *Generalidades.*- Las juntas de estanqueidad metálicas se fabricarán con chapas de 4,8 milímetros (3/16 pulgada) por 20 centímetros (8 pulgadas) de hierro forjado dobladas y soldadas a la forma y tamaño adecuados para la junta, y recubiertas con un compuesto plástico. Las chapas, electrodos de soldadura y compuestos plásticos serán suministrados por el contratista.

(b) *Colocación.*-Estas juntas se colocarán en las estructuras de hormigón como se indique en los planos. El contratista cortará, dará forma, soldará y colocará las chapas como se indica aquí. La mitad expuesta de la junta se cubrirá con una capa de compuesto plástico aplicado en frío de aproximadamente 1,6 milímetros (1/16 pulgadas) de espesor. Se tendrá cuidado de proteger las juntas durante la construcción. El contratista sustituirá o reparará las que resulten dañadas antes de la recepción definitiva de la obra.

(c) *Materiales*:

(1) *Chapas de Hierro Forjado.*-Deberán cumplir las normas A.S.T.M. Designation A 42.

(2) *Compuesto Plástico.*-Consistirá en un asfalto disperso en agua por medio de un agente emulsionante mineral. Este compuesto deberá ser viscoso, de consistencia plástica y no debe presentar ni grumos ni sedimentos. Cuando se aplique a la temperatura ambiente una capa de 1,6 milímetros (1/16 pulgada) a un material no rugoso y se coloque en posición vertical no deberá resbalar ni formar gotas. El asfalto deberá estar al menos en la proporción del 50 por ciento en peso y tendrá las siguientes características. Temperatura de reblandecimiento (ASTM Designation D 36) de 38° C a 54 °C (100 °F a 130°F). Penetración a 25 °C (77°F) de 60 a 120 (ASTM Designation D 5) y Ductilidad a 25 °C (77° F) no menor de 100 centímetros (ASTM Designation D 113). El contenido de cenizas no será superior al 18 por ciento, determinado según la norma ASTM Designation D 128.

(3) *Electrodos de Soldadura.*-Serán del tipo y composición indicados por la Administración.

(d) *Abono.*-El abono por el suministro y colocación de las juntas de estanqueidad metálicas se hará al precio unitario por metro,

[160]Borrar si no será aceptable el adhesivo.

*Borrar o revisar según sea necesario.

[161]Usar la provisión de pago aplicable.

[162]Usar el término o borrarlo según se necesite.

UDHCONECTA.COM

indicado en el cuadro de precios. Este precio incluirá el coste del corte, soldado, colocación y protección de las juntas.

G.108. Taladros para Barras de Anclaje e Inyecciones.

(a) *Generalidades*.- Se realizarán taladros en la [163](roca) (suelo) (hormigón) para recibir las barras de anclaje en los puntos que indiquen los planos, e inyectar las barras de anclaje en su sitio. Las barras de anclaje serán redondos de armaduras y se usarán para anclar el hormigón [164](_____) en su sitio. El contratista suministrará las barras de anclaje y todos los materiales para la inyección.

Las barras de anclaje se colocarán en los puntos y tendrán el diámetro y profundidad señalados en los planos o según se indique. *[El diámetro de cada taladro no será inferior a 1,5 veces el diámetro del redondo especificado para él].

La profundidad de los agujeros que van a tener barras de anclaje, mostradas en los planos serán las profundidades mínimas de los taladros. [165][En zonas muy quebradas, se necesitarán barras más largas para proporcionar una longitud embebida y mantener la parte de arriba de la barra anclada en la posición que indican los planos.] [142][En zonas muy quebradas, no se necesitarán barras más largas. El contratista mantendrá la parte de arriba de la barra anclada en la posición que indican los planos.]

Cuando se necesita excavar en las zonas donde se van a colocar las barras de anclaje, no deben de taladrarse los agujeros de las barras hasta que se haya terminado la excavación.

(b) *Materiales*.- Las barras de anclaje deben de cumplir la sección G.84. Las barras deben de ser cortadas y dobladas a las formas y dimensiones mostradas en los planos antes de inyectarlas en su sitio.

La inyección será cemento, agua y arena mezcladas en las proporciones y hasta lograr la consistencia indicada por la Administración. El cemento, el agua y la arena cumplirán las secciones G.75 y G.78 respectivamente.

(c) *Colocación*.- Las barras de anclaje se limpiarán perfectamente antes de ser colocadas. Los taladros se limpiarán perfectamente y se rellenarán completamente con lechada. Las barras de anclaje se humedecerán con agua y se colocarán antes de que la lechada empiece a fraguar y, cuando sea posible, se vibrarán hasta que todas las superficies de la parte embebida estén en íntimo contacto con la lechada. Se cuidará especialmente que no se produzcan movimientos en las barras que ya han sido colocadas.

(d) *Medición y Abono*.- La medición de los taladros se hará en longitud, contando a partir de la superficie de la excavación o la de la roca. En el precio unitario, expresado por metro lineal, irá incluido el coste del suministro de la lechada *(excepto el cemento), de la perforación de los taladros y de la inyección.

Las barras de anclaje se abonarán de acuerdo con los kilogramos realmente colocados al precio unitario *(aplicable) correspondiente del cuadro de precios. *[El abono por el suministro y manipulación del cemento se hará al precio unitario por tonelada ofertado en el cuadro de precios por el suministro y manipulación del cemento.]

G.109. Drenaje. Generalidades.

Todos los drenes se construirán en los lugares indicados en los planos o indicados por la Administración. Se tendrá cuidado en evitar que los drenes se obstruyan o se dañen durante la construcción, antes de la aceptación definitiva de la obra, y si así ocurriese, antes de

[163]Seleccionar o añadir el tipo de material que se tiene que taladrar.
[164]Indicar las estructuras que necesitan anclajes.
*Borrar o revisar según sea necesario.
[165]Seleccionar la palabra adecuada.

la recepción definitiva de la obra, se limpiarán, en la forma indicada por la Administración, o se sustituirán a expensas del contratista. No se utilizará ninguna tubería que haya sufrido algún daño si, a juicio de la Administración, no está en condiciones de utilización.

G.110. Drenes de Pie de Presa.

(a) *Generalidades*.- El contratista suministrará todos los materiales necesarios, y construirá los drenes de pie de presa como se muestran en los planos. Los drenes, bajo el pie del paramento de aguas abajo de la presa, consistirán en una tubería perforada de _____ centímetros de diámetro embebida en grava bien graduada o roca machacada, y sobre una capa de arena bien graduada. Los drenes de salida, bajo el paramento de aguas abajo de la presa, consistirán en una tubería no perforada de _____ centímetros de diámetro embebida en los materiales de relleno.

Los drenes se situarán en zanjas con la alineación y pendiente fijadas por la Administración. No debe de colocarse ningún tramo del dren del pie de la presa en contrapendiente. Deben de colocarse tapones en la parte superior de los drenajes. Debe de colocarse un tapón temporal en los finales de las tuberías durante los periodos de paradas.

Las partes finales de los drenajes de salida deben de ser cubiertos con pantallas de acero no corrosivas de una malla de unos 1,3 centímetros (1/2 pulgada) u otro elemento adecuado para evitar que los animales entren en la tubería.

La tubería debe de ser transportada y manipulada de forma que se evite el daño a la tubería y al recubrimiento. El contratista no usará cuerdas, cables o cadenas para manipular la tubería, pero puede usar bandas de no menos de 30 centímetros (12 pulgadas) de anchura.

(b) *Materiales*:

(1) *Tuberías, Accesorios y Acoplamientos*.- Las tuberías, los accesorios y los acoplamientos serán de *(a elección del contratista) (metal corrugado) (cerámica) (cemento de asbestos) que cumplan las siguientes especificaciones:

a. Tubería de metal corrugado.- La tubería de metal corrugado, los accesorios y los acoplamientos deben de cumplir las normas Federal Specification WW-P-405B, clase I o II, series A, forma 1, recubrimiento G para los impregnados de asbestos, con recubrimiento bituminoso, de las tuberías de metal corrugado. El espesor del calibre nominal de una cobertura de zinc debe de ser un calibre Nº14 para una tubería de 30 centímetros de diámetro (12 pulgadas), un calibre Nº12 para una tubería de 46 centímetros de diámetro (18 pulgadas), y _____.

b. Tubería Cerámica.- La tubería cerámica, los accesorios y los acoplamientos deben de cumplir las normas ANSI/ASTM C700, longitud estándar, con juntas de enchufe y cordón, perforadas y no perforadas.

c. Tubería de Cemento de Asbestos.- La tubería de cemento de asbestos, los accesorios y los acoplamientos deben de cumplir las normas ANSI/ASTM C508, tipo II, para los tamaños de 10 y 30 centímetros (4 y 12 pulgadas) de diámetro.

d. Tapones.- Los tapones serán los adecuados para su uso con tuberías [166] (_____).

(2) *Materiales del Lecho*.- Los materiales del lecho serán suministrados por el contratista, y obtenidos de una fuente aprobada de áridos para el hormigón o fabricados cribando los tamaños deseados del material seleccionado de los depósitos aprobados. Los materiales del lecho que rodearán al drenaje consistirán en grava natural, en roca machacada, limpia y bien graduada desde 5 a 38 milímetros (3/16 a 1½ pulgadas) y, si lo aprueba la Administración, puede tener hasta un 10 por ciento del total de tamaños inferiores a 5

[166]Introducir el tipo de tubería especificada.

UDHCONECTA.COM

milímetros (3/16 pulgadas). La capa de arena, bien graduada, que se coloque en el fondo de la zanja, cumplirá con los requisitos de la sección G.78.

(c) *Construcción del Drenaje*:

(1) *Generalidades*.- La excavación de las zanjas de los drenes se hará de acuerdo a la sección G.20. Donde se indique una excavación adicional de las zanjas para drenajes, de acuerdo con la sección G.17, dicho volumen adicional excavado debe de ser rellenado y compactado de acuerdo a la sección G.29.

(2) *Drenes Perforados*.- Se colocará una capa de arena bien graduada de un espesor mínimo de _____ centímetros en la base de la zanja. Entonces se colocará la grava graduada o la roca machacada sobre la arena y debe de compactarse y darle forma para que tenga un apoyo igual en toda la mitad inferior de la tubería.

Las tuberías deben de colocarse y unirse de forma que las perforaciones sean simétricas respecto al eje vertical y bajo el eje horizontal.

Los tapones deben de ser fijados con cemento "in situ" en las partes altas de los drenajes. La tubería se cubrirá con una capa de relleno del espesor que indiquen los planos. El material permeable se colocará y se compactará cuidadosamente, de forma que no se mueva la tubería ya colocada, y se sujetará de forma que se asegure su posición mientras se coloca el material sobre ella.

La zanja de la tubería debe mantenerse sin agua que puede impedir los trabajos de conexión de las tuberías. Los métodos para bajar las tuberías en las zanjas y colocarlas en su sitio deben de evitar que se introduzca suciedad en la tubería y la junta, y se evite el daño a la tubería. Antes y durante la unión de una junta, todas las partes deben de estar sin barro, hielo, aceite o grasa.

La unión de tramos de tubería debe de hacerse con los materiales, accesorios y acoples adecuados para el tipo de tubería usado. Los tramos de las tuberías deben de unirse con juntas de manguito, y las juntas deben de unirse de forma que los manguitos estén completamente ajustados.

(3) *Drenes de Salida no Perforados*.- Cuando la superficie sobre la que se va a colocar el drenaje alcanza una elevación de un cuarto del diámetro sobre la base de la tubería, debe de excavarse el material cuidadosamente hasta la forma, la alineación y las pendientes indicadas y proporcionar un apoyo firme y uniforme a la tubería.

A medida que se coloca cada tramo de tubería, debe de compactarse suficiente cantidad de material de relleno alrededor de ella para sujetarla rígidamente en su sitio hasta que se han completado las juntas. La unión de las tuberías debe de formar una línea estanca para el transporte del agua.

Una vez que se han completado las juntas, debe de colocarse el relleno y compactarlo hasta la superficie final del terreno como indique la Administración. El relleno debe de colocarse cuidadosamente a ambos lados de la tubería a la vez de forma que se evite el daño o que se muevan las tuberías o las juntas.

(d) *Medición y Abono*.- La medición, para su abono, del suministro de tubería perforada de ___centímetros de diámetro y la construcción de los drenes en el pie de la presa, y el suministro de las tuberías no perforadas de ___centímetros de diámetro y la construcción de las tuberías de salida, se hará sobre el eje de la tubería colocada y no se harán abonos adicionales por los solapes.

El abono del suministro de tubería perforada de ___centímetros de diámetro y la construcción de los drenes en el pie de la presa se hará al precio unitario por metro lineal ofertado en el cuadro de precios, dicho precio por metro lineal incluirá el coste de suministrar todos los materiales, la preparación y colocación de la capa permeable alrededor de la tubería, coste de suministrar todos los materiales para las juntas y hacerlas, y suministrar e instalar los tapones.

El abono del suministro de tubería no perforada de ___centímetros de diámetro se hará al precio unitario por metro lineal ofertado en el cuadro de precios, dicho precio por metro lineal incluirá el coste de preparar la cimentación de la tubería, suministrar todos los materiales para las juntas y hacerlas, y suministrar e instalar las mallas u otros medios adecuados en los extremos de las tuberías.

La medición, para su abono, de la zanja excavada se hará sobre la mínima sección transversal definida en los planos _____, pero no incluirá la excavación en el talud previamente colocado. El abono se hará por metros cúbicos, al precio unitario que figure en el cuadro de precios correspondiente a la excavación en la cimentación de la presa. El abono por rellenar y compactar el material de relleno donde se indique una excavación adicional para las zanjas de drenaje se hará al precio unitario por metro cúbico del cuadro de precios para _____.

El abono por rellenar y compactar las zanjas de drenajes no perforados se hará al precio unitario por metro cúbico del cuadro de precios para _____.

G.111. Drenajes Bajo Estructuras.

(a) *Generalidades*.- El contratista suministrará todos los materiales para construir drenajes de *(y _____ centímetros de diámetro) bajo las estructuras [167](_____) hasta las líneas y dimensiones indicadas en los planos.

La tubería para los drenajes bajo las estructuras debe de ser perforada, excepto si se necesita que esté embebida en hormigón estructural, en cuyo caso será no perforada y se construirá con juntas estancas.

Los drenajes bajo las estructuras ____ deben de ser de tubería perforada colocada sobre ____ centímetros de roca machacada o grava y ____ centímetros de arena como se muestra en los planos.

(b) *Materiales*:

(1) *Tuberías Perforadas, Accesorios y Acoplamientos*.- Las tuberías perforadas, los accesorios y los acoplamientos serán:

a. Tubería de hormigón perforada.- Clase I, de acuerdo con la ASTM *(C 14, C 14M), perforada de acuerdo con lo indicado para las tuberías perforadas de cerámica en la ASTM C700.

b. Tubería cerámica perforada.- De longitud estándar, con juntas de manguito, que cumplan la ASTM C 700.

c. Tubería de Cemento de Asbestos Perforada.- Del Tipo II, de acuerdo con la ASTM C508, con los acoplamientos flexibles recomendados por el fabricante de las tuberías.

d. Tubería de PVC Perforada.- SDR35, de acuerdo con la ASTM 3034, perforada de acuerdo con lo indicado para las tuberías perforadas de cerámica en la ASTM C700. Los acoplamientos flexibles serán los recomendados por el fabricante de las tuberías.

(2) *Tuberías no Perforadas, Accesorios y Acoplamientos*.- Las tuberías no perforadas, los accesorios y los acoplamientos serán:

a. Tubería de hormigón no perforada.- Clase 1, de acuerdo con la ASTM *(C14, C 14M).

b. Tubería de Cemento de Asbestos no de Presión.- Del Tipo II, clase 1500, de acuerdo con la ASTM C644 (tamaños de 10, 13 y 15 centímetros-4, 5 y 6 pulgadas-), y de C 428 ((20 centímetros- 8 pulgadas-) y mayores).

c. Tubería cerámica.- De longitud estándar, con juntas de manguito, que cumplan la ASTM C 700.

d. Tubería de PVC.- SDR35, de acuerdo con la ASTM 3034. Los acoplamientos serán los recomendados por el fabricante de las tuberías.

(3) *Materiales Permeables del Lecho*.- Los materiales del lecho que rodearán al drenaje

[167] Incluir los nombres de las estructuras.

*Borrar o revisar según sea necesario.

UDHCONECTA.COM

consistirán en grava natural, en roca machacada, limpia y bien graduada desde 5 a 38 milímetros [168](3/16 a 1 ½ pulgadas) y, si lo aprueba la Administración, puede tener hasta un 10 por ciento del total de tamaños inferiores a 5 milímetros [145](3/16 pulgadas).

Los materiales del lecho serán suministrados por el contratista, y obtenidos de una fuente aprobada de áridos para el hormigón o fabricados cribando los tamaños deseados del material seleccionado de los depósitos aprobados.

La arena, suministrada por el contratista cumplirá con los requisitos de la sección G.78.

(4) *Arpillera.*- La arpillera será de 100 centímetros (40 pulgadas) de anchura, de 283,5 gramos (10 onzas) por 0,9 metros (1 yarda), de acuerdo a las Especificaciones Federales CCC-C-467C.

(5) *Apoyos de Hormigón.*- Los apoyos de hormigón deben de estar de acuerdo con las secciones G.73 a G.89.

(6) *Espuma de Plástico Rígido.*- La espuma rígida de plástico debe de tener una anchura de 61 centímetros (24 pulgadas) y de 5 centímetros de espesor (2 pulgadas), igual a la marca Styrofoam SM de espuma rígida de plástico para aislar, fabricada por Dow Chemical Company, 2020 Dow Center, Midland, Michigan 48640.

(c) *Construcción de los drenajes*:

(1) *Generalidades.*- La excavación de las zanjas de los drenes se harán de acuerdo a la sección G.22.

(2) *Tuberías Perforadas.*- El final abocinado y el de manguito deben de colocarse en sentido creciente con la parte del manguito colocada concentricamente en el final abocinado. Las juntas de las tuberías de asbesto-cemento deben de construirse como recomienda el fabricante.

Las tuberías deben de colocarse y unirse de forma que las perforaciones sean simétricas respecto al eje vertical y bajo el eje horizontal.

Los tapones *(filtros) deben de ser fijados con cemento "in situ" en las partes altas de los drenajes.

Cuando se necesite, se colocarán los apoyos del hormigón y la tubería se colocará con hormigón fresco para asegurar el soporte continuo de la tubería en toda su longitud. Hay que tener cuidado especial para evitar tapar las perforaciones.

La roca machacada o la grava graduada se colocará y se compactará cuidadosamente, de forma que no se mueva la tubería ya colocada, y se sujetará de forma que se asegure su posición mientras se coloca el material sobre ella. El material del fondo debe de cubrirse con una capa de arpillera antes de hormigonar. Esta debe de extenderse al menos 15 centímetros fuera de los límites de la excavación de los drenajes, y extender una espuma rígida de plástico 0,9 metros (3 pies) a cada lado del eje del drenaje o 15 centímetros (6 pulgadas) de los límites de la excavación, el que sea más grande.

(3) *Tuberías no Perforadas.*- El final abocinado y el de manguito deben de ajustarse adecuadamente con la parte del manguito colocada concentricamente en el final abocinado, y las juntas deben de ser selladas con material asfáltico o argamasa: Teniendo en cuenta que, a elección del contratista, las juntas del la tubería de drenaje de hormigón pueden construirse usando juntas de goma de acuerdo con ASTM C 443. Las tuberías de cemento de asbestos deben de unirse como recomiende el fabricante.

La tubería que va a ser embebida en hormigón debe de instalarse en los sitios mostrados en los planos y asegurarla para que no se mueva al colocar el hormigón a su alrededor.

Cuando la tubería se va a colocar en una cama de arena, la arena debe de colocarse

[168]Revisar los tamaños de la grava según sea necesario.

*Borrar o revisar según sea necesario.

cuidadosamente, compactándola alrededor de la tubería con cuidado para no afectar a la tubería que ya ha sido colocada mientras se coloca el material sobre ella.

(d) *Medición y Abono.*- La medición, para su abono, del suministro de tubería de *(___centímetros de diámetro) (varios tamaños) y la construcción de los drenes bajo las estructuras, se hará sobre el eje de la tubería perforada y no perforada colocada y no se harán abonos adicionales por los solapes.

El abono del suministro de tubería de drenaje de *(___centímetros de diámetro) (varios tamaños) y la construcción de los drenes de tubería perforada y no perforada, se hará al precio unitario por metro lineal ofertado en el cuadro de precios, dicho precio por metro lineal incluirá el coste de suministrar todos los materiales, excepto *(cemento) (materiales cementantes) de los apoyos de hormigón, la preparación y colocación de la roca machacada, la grava, la cama de arena, el recubrimiento estanco, los apoyos de hormigón y todos los materiales necesarios para completar los drenajes bajo las estructuras.

El abono del *(cemento) (materiales cementantes) usados para fabricar los apoyos de hormigón se hará al precio unitario por tonelada ofertado por el suministro y manipulación del *(cemento) (materiales cementantes). La medición, para su abono, de la zanja excavada se hará sobre la sección transversal definida en los planos o como se indique, El abono se hará por metros cúbicos, al precio unitario que figure en el cuadro de precios correspondiente a la excavación para las estructuras.

G.112. Perforación de Taladros para Drenajes.

(a) *Generalidades.*- Se perforarán taladros de drenaje en el revestimiento de los túneles, a través de los refuerzos de acero o los soportes de los túneles, si es necesario, o de la roca adyacente, en los lugares indicados en los planos_____.

Será admisible que el contratista coloque tubos a través del encofrado que dejen los agujeros en el revestimiento de hormigón. Estos tubos deben de ser cortados adecuadamente y nivelados con la superficie del hormigón.

Todos los taladros de drenaje serán perforados desde el interior del túnel debiendo tener al menos 5 centímetros de diámetro (2 pulgadas). Los taladros de drenaje no se perforarán hasta que todos los taladros de inyección que estén situados junto a ellos, en un radio de 45 metros (150 pies), se hayan perforado e inyectado.

Antes de colocar tuberías perforadas de PVC y relleno de arena, cada taladro debe de ser perforado y limpiado cuidadosamente de cualquier material extraño y desprendimientos. No se hará abono adicional por limpiar de nuevo o usar una tubería temporal como protección durante la construcción y la colocación de la tubería perforada y el relleno de arena. La tubería perforada de PVC, con el tapón aprobado cementado "in situ" y las conexiones de metal, deben de estar centradas en cada agujero y adecuadamente sujetadas en una posición vertical durante el relleno con arena.

(b) *Materiales*:

(1) *Relleno de Arena.*- Debe de usarse arena seleccionada obtenida de una fuente aprobada. La arena debe de estar limpia y la granulometría tal que pase por el tamiz N°16 estándar de los Estados Unidos y retenerse en el tamiz N°30, como apruebe la Administración.

(2) *Tubería Perforada de PVC (Policloruro de vinilo).*- La tubería perforada de PVC debe de cumplir los siguientes requisitos aprobados por la Administración:

Denominación ASTM..... D1785

Diámetro.....Nominal 5 cm (2 pulgadas)

Dureza..... Programa Nº 4

Perforaciones (Ranuras) Tres ranuras transversales por fila, 0,5 mm (0,02 pulgadas) de anchura, longitud mínima de 2,5 centímetros (1 pulgada) y 140 ranuras por 0,3

UDHCONECTA.COM

metros de longitud (1 pie)

(3) *Tubería Metálica y Accesorios.*- Todas las tuberías metálicas y los accesorios deben de cumplir con la sección de estas especificaciones "Tuberías Metálicas, Accesorios y Válvulas".

(c) *Medición y Abono.*- La medición, a efectos de abono, de los taladros de drenaje, se hará sobre el número de taladros hasta la profundidad indicada en los planos.

El abono del taladro y construcción de los agujeros de drenaje, se hará al precio unitario del cuadro de precios de la oferta. El precio unitario por los taladros incluirá los materiales, excepto _____ y _____; la colocación de las conexiones de metal/plástico y el relleno de arena; la limpieza, y los trabajos necesarios para realizar el trabajo conforme a lo dicho en esta sección.

El abono de _____ se hará al precio unitario por tonelada ofertada en el cuadro de precios para _____.

El abono de _____ se hará al precio de la partida alzada del cuadro de precios para _____.

G.113. Drenes de Tubería de Fundición.

Se instalarán drenes de tuberías de fundición bajo la solera del aliviadero a _____cm, para drenar aguas arriba del aliviadero _____ desde la sección _____, como se indican los planos. El contratista suministrará la tubería, los accesorios y el material de las juntas que se indican en los planos o la Administración crea necesarios.

Los materiales cumplirán las siguientes condiciones:

(1) Las tuberías, juntas y accesorios de fundición serán de la clase XH conforme a las normas Federal Specification WW-P-401.

(2) El yute de calafatear será del tipo II (alquitranado) conforme a las normas Federal Specification HH-P-117.

(3) El plomo será del Tipo I, según la norma Federal Specification QQ-C-40.

Los tubos contiguos se centrarán perfectamente y las juntas se rellenarán con yute o un material similar, con ayuda de las herramientas de calafatear, dejando 5 centímetros (2 pulgadas) que se rellenarán con plomo, que se verterá en las juntas en una sola operación. El plomo quedará en las juntas retenido por unos cordones de estopa, y una vez que haya enfriado lo suficiente, se retacará firmemente. La tubería que se vaya a embeber en hormigón se mantendrá firmemente en su posición, mientras dure la puesta en obra del mismo.

La medición, para su abono, se hará por el suministro y colocación de tubería de fundición para el drenaje del aliviadero de _____ centímetros de diámetro, medida por la longitud de extremo a extremo de tubería realmente colocada. El abono por el suministro y colocación de este tipo de tubería de _____ de diámetro, se hará al precio correspondiente del cuadro de precios por metro lineal.

G.114. Encachado de Roca en Drenes Abiertos.

El encachado de roca para los drenes abiertos se colocará sobre una base de arena y grava o roca machacada según se indique en los planos. La calidad del material empleado será equivalente a la del utilizado como lecho de escollera o escollera. El espesor del encachado, incluido el lecho, no será en ningún punto inferior a 40 centímetros (15 pulgadas). La dimensión de las piedras, normal a la superficie del encachado, en una extensión no inferior a los dos tercios del área ocupada por el dren, no será inferior a 30 centímetros (12 pulgadas) y la dimensión de cualquier piedra de la superficie de un encachado, normalmente a dicha superficie, no será inferior a 20 centímetros (8 pulgadas). Las piedras tendrán un volumen medio no inferior a 5 decímetros cúbicos (1/6 pie cúbico), y menos del 25 por 100 de las piezas tendrán un volumen inferior a 3 decímetros cúbicos (1/9 pie cúbico). Las piedras tendrán las mismas dimensiones en la dirección perpendicular a la superficie y deben

de distribuirse uniformemente en la misma. Los materiales se deben de seleccionar de material para escollera suministrada por el contratista. Las piedras serán aproximadamente cuadradas y tendrán la cara superior suficientemente plana. Su colocación se realizará a mano, con juntas muy pequeñas y con la pendiente y dimensiones indicadas. Los espacios entre ellas se rellenarán con lajas y grava o roca machacada.

La medición, para su abono, se hará suponiendo un espesor del encachado de 40 centímetros (15 pulgadas) y con el área mostrada en los planos o que indique la Administración. En el precio unitario por metro cuadrado, indicado en el cuadro de precios, va incluido el suministro, manipulación, transporte y colocación de lecho y encachado. El abono por la excavación, para los drenes abiertos, se hará al precio unitario indicado en el cuadro de precios para las excavaciones correspondientes a la estructura para la que se construye el drenaje.

G.115. Voladuras de Rocas.[169]

(a) *Generalidades.*- El contratista hará las voladuras donde se necesite, de acuerdo con los requisitos de esta sección y el Construction Safety Standard [1] del Bureau. Si existe un conflicto entre esta sección y los estándares de seguridad, prevalecerá el requisito más exigente.

El contratista colocará sus señales de aviso, en el número y tamaño adecuado, indicando que se realizan voladuras en la zona, y esas señales deben de ser claramente visibles al tráfico que entra en la zona. El contratista debe de establecer un sistema fiable de avisos acústicos de las voladuras, y debe de poner vigilantes que aseguren que todo el personal de la zona está avisado y se mantiene a la distancia de seguridad de la voladura.

Todas las voladuras deben de llevarse a cabo con cuidado, y cualquier daño a la obra, el medioambiente y las propiedades adyacentes debe de ser reparado por y a coste del contratista. Deben de tomarse todas las precauciones necesarias para mantener el material en el estado más sano posible, por debajo y fuera de los límites indicados de la excavación. El material fuera de los límites indicados que esté destrozado o suelto por las operaciones del contratista se quitará a expensas de éste. Cuando sea necesario, y lo determine el *(Proyecto) Constructor, se usarán protectores frente a las voladuras en las propiedades e instalaciones cercanas.

[170][(b) *Planes de Voladura.*- Antes de comenzar cualquier voladura para excavaciones de rocas, el contratista enviará el *(Proyecto) Constructor, para su aprobación, plan conceptual de voladura en dos partes no más tarde de [171](40) días naturales después de recibir notificación del inicio y al menos *(20 días naturales) antes de iniciar cualquier voladura.

La parte 1 del plan conceptual debe de incluir un resumen completo del transporte propuesto, la manipulación, el almacenamiento y el uso de los explosivos. La parte 2 debe de incluir los conceptos generales de la voladura, incluyendo las técnicas de control de la voladura y el control del ruido, el polvo, las rocas volantes, la onda expansiva y las vibraciones. Los ensayos de voladuras planificados por el contratista se incluirán en la parte 2.

Además del plan conceptual, se enviarán planes individuales de cada voladura, todos los

[169]Usar esta sección cuando se necesiten voladuras para la excavación. Pueden ser necesarias limitaciones adicionales frente a los daños. Consultar con los proyectistas y expertos en voladuras.

[170]Usar donde se necesite que el contratista envíe un plan de voladura.

[171]Insertar los números de días naturales que el contratista debe de enviar el plan de voladura si es distinta de los 40 días.

*Borrar o revisar según sea necesario.

UDHCONECTA.COM

días al *(Proyecto) Constructor para su aprobación, teniendo que recibirse al menos 24 horas antes del momento planificado de la voladura del plan. El *(Proyecto) Constructor o un autorizado observará la carga de los taladros de los ensayos y cualquier voladura para excavar, para asegurarse de que la carga está de acuerdo con los planes aprobados. Los planes individuales incluirán la planificación de los taladros, su número, su localización, inclinación, diámetro y profundidad de los agujeros taladrados, la cantidad, el tipo y la distribución de explosivo por taladro, kilogramos de explosivo por metro cuadrado para el precorte (presplitting); factor del polvo; tiempos de espera; peso de los explosivos en cada espera, secuencia de detonado; tiempo de voladura y peso total de explosivo colocado, de una sola vez, dentro de la zona que va a ser excavada bajo este contrato, y toda la información que la Administración puede considerar pertinente para determinar la intención del contratista de dejar unas superficies de la roca suaves y sanas en las superficies de la voladura y proteger las estructuras cercanas. No se permitirá ninguna voladura hasta que los planes de voladura para excavar han sido aprobados por *(Proyecto) Constructor y las otras condiciones del Construction Safety Standard [1] del Bureau se cumplen.

Además de los planes de voladura, todas las operaciones, y todo el personal que supervise las operaciones de voladura, deben de estar sujetas a la aprobación del *(Proyecto) Constructor. La aprobación de los planes de voladura, de todas las operaciones de voladura, y los agentes de voladura del *(Proyecto) Constructor y el cumplimiento del contratista con las medidas para proteger la vida y las propiedades, no liberan al contratista de su responsabilidad sobre la seguridad de las personas y propiedades. Los planes de voladura deben de ser enviados al *(Proyecto) Constructor, Bureau of Reclamation. Una copia de cada carta de envío de los planes de voladura al *(Proyecto) Constructor debe de enviarse a la Administración.]

[172][(c) *Técnicas de Voladura.*- Donde se necesite una voladura para excavar el [173](_____), el contratista usará "taladros en línea" ("line drilling"), "precorte" ("presplitting") u otra técnica de control de la voladura aprobada por el *(Proyecto) Constructor en los sitios donde se vaya a colocar hormigón o relleno *(cerca de la estructura de la planta de bombeo) colocado contra una superficie excavada vertical o en pendiente; y para todas las zanjas excavadas del [174](_____).

La técnica de "taladros en línea" ("line drilling") consiste en una única fila de agujeros de pequeño diámetro muy cercanos a lo largo de la línea de excavación para proporcionar un plano de corte que la volcadura inicial pueda romper. El espaciado y la carga de los barrenos cercanos a los "taladros en línea" deben de reducirse respecto al espaciado y la carga de los barrenos principales para romper la roca entre la "línea de taladros" y producir una superficie suave con un mínimo de rotura en exceso o en defecto.

La técnica del "precorte" ("presplitting") en la voladura consiste en una única fila de agujeros a lo largo de la línea de excavación y detonar esos barrenos antes de volar una zona cercana de voladura. El precorte puede ser llevado a cabo durante la voladura primaria retrasando los taladros primarios, de forma que los agujeros de precorte detonen antes que los otros. Estos agujeros de precorte deben de espaciarse, cargarse y detonarse simultáneamente para generar una rotura

*Borrar o revisar según sea necesario.

[172]Usar esas técnicas donde se necesiten superficies de roca suave y sana.

[173]Incluir el nombre de las estructuras que necesiten esas técnicas.

[174]Incluir el nombre de las estructuras donde se necesite excavaciones de zanjas en roca.

tensional o grieta entre los agujeros que la siguiente voladura pueda romper, como resultado se tiene una superficie suave con un mínimo de rotura en exceso o en defecto.

[175](Cuando las excavaciones en roca se acerquen a la elevación necesaria de la cimentación de la estructura, el contratista parará el final de los barrenos 1,5 metros (5 pies) sobre el nivel de la terminación final y el taladrado y voladura final de 1,5 metros (5 pies) de la roca se excavará como operaciones separadas, o taladrar los barrenos a las profundidades necesarias y taponar, pero no cargar con explosivo los últimos 1,5 metros (5 pies) de la roca y volar los últimos 1,5 metros (5 pies) como un operación separada.)

Si, en un punto de la excavación de las operaciones de taladrado y voladura no resultan las superficies especificadas de la excavación, el contratista inmediatamente ajustará sus procedimientos de forma que las superficies finalizadas cumplan los requisitos.]

[176][*Costes.*- El coste de la voladura, [147](incluyendo el coste de preparar y enviar los planes de voladura), deben de incluir los precios aplicables del acuerdo de precios para las unidades de obra que se necesiten para la voladura.]

[177][*Costes.*- El coste de la voladura, [147](incluyendo el coste de preparar y enviar los planes de voladura), deben de incluir los precios aplicables del acuerdo de precios para la excavación en roca y las otras unidades de obra que se necesiten para la voladura.]

G.116. Información de las Investigaciones del Subsuelo.

Todas las muestras disponibles y los núcleos recuperados en las investigaciones del subsuelo pueden ser estudiadas por los licitantes en las oficinas de la Administración.

*[Las acciones necesarias para estudiar las muestras se harán a través de la Administración.]

La Administración no asegura que las muestras manifiesten las condiciones que se encontrarán en la obra, y éstas representen sólo las condiciones del punto particular donde se extrajeron las muestras. Los licitantes asumirán toda la responsabilidad por las deducciones y conclusiones que puedan hacerse de los materiales que tienen que excavarse, las dificultades de hacer y mantener la excavación necesaria y hacer los otros trabajos necesarios que se vean afectados por la geología del emplazamiento de la obra.

*[Solamente para conveniencia de los licitantes, los informes (como se indique por la Administración) de los taladros y las exploraciones del subsuelo se incluirán en los planos. Los informes completos de todos los taladros, incluyendo los ensayos de permeabilidad disponibles y la recuperación de las muestras, toda la información disponible para su estudio por parte de los licitantes están en (insertar nombre y dirección).

*[Los licitantes deben de hacer sus propias estimaciones sobre si la información mostrada en los informes de los taladros, y los informes completos reflejan adecuadamente la información revelada por las muestras disponibles.] Los ofertantes pueden obtener sus propias muestras y llevar a cabo sus propios ensayos del suelo y las rocas para determinar los pesos específicos, los factores de retracción y esponjamiento, y otras propiedades que el licitante considere significantes para valorar su oferta.

*[Se avisa a los licitantes que la Administración declina toda la responsabilidad por las opiniones, conclusiones,

[175]Comprobar la profundidad de la excavación para ver si este párrafo es aplicable.

[176]Usar si el material no es clasificado.

[177]Usar si el material es clasificado.

*Borrar o revisar según sea necesario.

UDHCONECTA.COM

interpretaciones o deducciones que puedan expresarse o implicar cualquier información presentada o disponible para los licitantes; se indica expresamente que todas las deducciones, interpretaciones, y conclusiones basadas en toda la información fáctica accesible al licitante es de su exclusiva responsabilidad.]

G.117. Protección de Laderas con Suelo-Cemento.

(a) *Generalidades.*- La protección de las pendientes con suelo cemento de ____ consiste en una combinación de suelo, cemento Pórtland y agua; uniformemente mezclados, colocado, compactado y con un acabado o curado de acuerdo a estas especificaciones. La protección de las pendientes con suelo-cemento se hará hasta las líneas, pendientes y dimensiones mostradas en los planos o lo que indique la Administración.

(b) *Materiales*:

(1) *Cemento.*- El cemento para el suelo-cemento debe de ser suministrado por el contratista y debe de cumplir las indicaciones aplicables de la sección G.75.

(2) *Agua.*- El agua usada en el suelo-cemento no tendrá cantidades objeccionables de materia orgánica, álcali, sales y otras impurezas de acuerdo con lo indicado en la sección G.77.

(3) *Suelo.*- El suelo para el suelo-cemento debe de ser de material no plástico con la siguiente granulometría:

Tamaño del tamiz	*Porcentaje Total en peso, que pasa por el tamiz*[1]
N°200	7 a 20
N°100	20 a 40
N°50	35 a 65
N°30	50 a 75
N°16	65 a 85
N°8	75 a 95
N°4	85 a 100
0,95 cm (3/8 pulgada)	90 a 100
1,90 cm (3/4 pulgada)	93 a 100
2,54 cm (1 pulgada)	100

[1]Granulometría específica del emplazamiento de la obra, modificar como sea necesario en cada obra.

El suelo introducido en la unidad de mezclado no debe de tener terrones de arcilla mayores de 2,54 centímetros de tamaño (1 pulgada). Puede ser necesario cribar el suelo en una criba de 2,54 centímetros (1 pulgada) antes de introducirlo en la mezcladora para quitar esos terrones de arcilla.

El suelo puede obtenerse de préstamos de la zona ____ o ___, como se muestra en los planos. Las excavaciones del contratista y la selección del material deben dar como resultado el material con la granulometría necesaria cuando se incorporen al suelo-cemento para proteger las pendientes. El contratista debe de llevar a cabo sus operaciones para utilizar en el talud todos los materiales arcillos adecuados posibles, que se quitan para llegar al material para el suelo-cemento.

La elevación del nivel freático indicado en los taladros exploratorios en las zonas de préstamos se muestran en los informes. Sin embargo, la ausencia del nivel freático en cualquiera de los informes de los taladros de exploración dentro del área no implica que no se encuentre en las cercanías de estos.

(c) *Planta y Equipo*:

(1) *Planta de Mezclado.*- La mezcla del suelo, del cemento y del agua para generar el suelo-cemento se hará en una planta de mezclado estática. La mezcladora será aprobada del tipo de doble cámara de mezclado o una de mezclado continuo diseñada para medir por peso o volumen. La planta tendrá una capacidad de al menos 153** m^3 (200 yardas cúbicas) por hora y debe de estar diseñada, coordinada y operada para producir una mezcla uniforme dentro de los límites indicados en estas especificaciones. Deben de proveerse instalaciones para almacenar con efectividad, manipular y mezclar en las proporciones adecuadas los materiales sin mezclar en las

**Revisar como sea apropiado.

cercanías de la planta. Debe de tenerse un suministro de agua adecuado a la velocidad de mezclado. Antes de comenzar a colocar el suelo-cemento, se comprobará el equipo de medida y de mezclado del contratista, para ver si cumple los requisitos de las especificaciones. Se deben de comprobar los equipos de medida para varias velocidades de mezclado para cubrir todo el rango de velocidades de producción. También deben de comprobarse periódicamente durante la construcción.

Deben de tenerse los medios adecuados para obtener la cantidad adecuada de cemento, suelo y agua. Todos los equipos de medida deben de tener una precisión del 2 por ciento de variación sobre o por debajo del peso necesario en kilogramos. Las proporciones pueden hacerse en base al volumen. Teniendo en cuenta que, la precisión especificada en base al peso se mantiene.

La planta debe de estar equipada con un control ajustable para controlar el tiempo de mezclado en cada tongada. El tiempo de mezclado debe de considerarse como el intervalo de tiempo que el cemento está en contacto con el suelo y el agua y la mezcla deja la unidad de mezclado.

Las plantas de mezclado diseñadas para hacer las proporciones en peso incluirán los medios para pesar con precisión el suelo y el cemento en una báscula o un cubo suspendido sobre básculas, suficientemente grandes para sujetar una tongada sin rastrillarla o que se salga. La báscula o el cubo suspendido deben de ser sujetados sobre fulcros y bordes de forma que no sea fácil que pierdan la alineación o su ajuste. Las básculas pueden ser de tipo báscula romana o con dial sin muelle, y deben de ser de una marca y diseño estándar, con precisión uno y medio por ciento de la carga máxima necesaria. Si se usa una báscula romana, debe de tenerse una báscula separada para el cemento y el suelo, conectando cada báscula para que funcionen como un indicador de los límites superior e inferior y una báscula para pesar el muelle.

Debe de hacerse una comprobación de la báscula al menos una vez al mes o lo que la Administración estime adecuado par asegurar su precisión, a expensas del contratista.

En las plantas diseñadas para mezcla en continuo se incluirán medios para que se mezclen las proporciones adecuadas de suelo y cemento, y debe de ser equipada para asegurar el control adecuado del caudal de suelo y cemento de los silos.

(2) *Equipos de Transporte.*- Los camiones para transportar el suelo-cemento deben de ser herméticos, estar limpios con el fondo liso y una cobertura protectora.

(3) *Extendedoras.*- El equipo para extender la mezcla de suelo-cemento debe de ser adecuado para esto y capaz de descargar la mezcla en capas que formen unas superficies razonablemente suaves y uniformes. El equipo debe de ser controlable para producir las capas, que al compactarlas, tengan el espesor aproximado especificado en todos los requisitos de estas especificaciones.

(4) *Equipo de Compactado*:

a. Compactadores.- Los compactadores usados para compactar el suelo-cemento deben de cumplir los requisitos siguientes:

1.- Compactadores de rodillos.- Cada rodillo de un compactador debe de tener un diámetro externo de no menos de 1,2 metros (4 pies), y no menos de 1,2 metros (4 pies) en longitud. El espacio entre dos cilindros adyacentes, sobre una superficie nivelada, estará comprendido entre 30 y 38 centímetros (12 y 15 pulgadas). Cada cilindro podrá pivotar alrededor de un eje paralelo a la dirección de avance. Cada cilindro lastrado con líquido debe de estar equipado con al menos una válvula de seguridad de 5 centímetros (2 pulgadas), como se muestra en los planos_____, o con un tipo aprobado equivalente.

La válvula de seguridad debe de ser del tipo Unión con discos de reducción de 4,2 Kg/cm^2 (60 libras por pulgada al cuadrado) de reducción de presión. La válvula de reducción de presión debe de ser operada manualmente y

UDHCONECTA.COM

debe de ser abierta periódicamente. El personal responsable de abrir las válvulas reductoras de presión debe de ser formado en los procedimientos de apertura de dichas válvulas y deben de ser formados para que se aseguren de que las aperturas de las válvulas no estén taponadas para asegurar que la presión producida en los cilindros se libera en cada inspección.

2. Pata de cabra.- Cada cilindro tendrán patas uniformemente espaciadas en la superficie del cilindro, con al menos una cada 645 centímetros cuadrados (100 pulgadas cuadradas) de superficie del rodillo. La distancia, medida sobre el cilindro, entre los centros de dos patas adyacentes será, como mínimo, de 23 centímetros (9 pulgadas). La longitud de cada pata, medida a partir de la superficie del rodillo, será, como máximo, de 20 centímetros (8 pulgadas). La sección transversal de cada pata se mantendrá entre 32 centímetros cuadrados (5 pulgadas) y 45 centímetros cuadrados (7 pulgadas).

3. Peso del rodillo.-El peso del rodillo totalmente lastrado será como mínimo de 3.000 kilos por metro lineal de longitud (2000 libras por pie).

La carga usada en los cilindros de los rodillos será la necesaria para obtener la compactación especificada. Si se usa más de un rodillo en alguna capa de relleno, deberán de ser del mismo tipo y esencialmente de las mismas dimensiones.

Los tractores usados para remolcar los rodillos deben de tener suficiente potencia para tirar de ellos adecuadamente cuando los rodillos lleven su máximo lastre de agua y arena. Se permitirán los rodillos autopropulsados que cumplan los requisitos anteriores. Durante las operaciones de compactación, los espacios entre las patas deben de mantenerse libres de material que pueda afectar a la efectividad del rodillo de pata de cabra.

b. Rodillos de Ruedas Neumáticas.- Los rodillos de ruedas neumáticas pueden ser remolcados o autopropulsados. Las ruedas del rodillo deben de situarse en no más de dos filas y deben de estar diseñadas para que cada rueda soporte igual peso durante la compactación. Las ruedas serán de un tamaño y características que puedan mantener presiones entre 5,6 y 7 Kg/cm^2 (80 y 100 libras por pulgada cuadrada) para una carga de 4.536 Kg (10000 libras).

El rodillo debe de tener un marco rígido que permita cargarlo con lastre de forma que el peso por rueda sea de entre 1.814 y 4.536 Kg (4000 y 10000 libras). Las características y la eficiencia de este equipo estará sujeta a la aprobación de la Administración. Los tractores usados para remolcar y el motor de los autopropulsados deben de tener suficiente potencia para tirar de ellos o empujarlos, adecuadamente en condiciones normales de compactación.

(5) *Equipo de Humectación.*- El equipo de humectación que consistirá en las bombas, los depósitos de agua, los rociadores u otros equipos aprobados, serán suministrados por el contratista. El equipo adecuado, bajo la aprobación de la Administración, debe de estar disponible todo el tiempo para rociar con agua necesaria para curar y proteger las pendientes permanentemente expuestas y para humectar las superficies compactadas que van a recibir una capa sobre ellas de suelo cemento, todo según lo indicado en esta sección. Los camiones con agua o los rociadores para añadir agua a las capas ya colocadas de suelo-cemento deben de estar equipados con rociadores de neblina.

(6) *Inspecciones de la Planta y los Equipos.*- La Administración tendrá acceso en todo momento a todas las partes de la planta para comprobar si el equipo en uso es adecuado, para inspeccionar los equipos en uso, la operación de la planta y la verificación de los pesos y las proporciones y las características del material.

Se puede pedir al contratista que pese las cargas de suelo-cemento de camiones seleccionados para asegurar que se hace la correcta calibración en la planta de mezclado.

(7) *Requisitos de Seguridad.*- Se deben de colocar escaleras adecuadas y seguras hasta la plataforma de la mezcladora y escaleras de mano seguras a las otras unidades de la planta donde se necesite para acceder a las operaciones de la planta. Todos los engranajes, poleas, cadenas, ruedas dentadas y otras partes móviles peligrosas deben de ser cuidadosamente protegidas. Deben de tenerse espacios amplios y sin obstrucciones en la plataforma de la planta. Debe de mantenerse un pasillo sin obstrucción en todo momento en y alrededor de la zona de carga de los camiones. Este espacio debe de mantenerse libre de los materiales que caigan de la plataforma de mezclado.

Debe de llevarse a cabo un procedimiento seguro para todas las operaciones de mantenimiento y limpieza. Este procedimiento debe de incluirse en el programa de seguridad del contratista y ser aprobado por la Administración antes de instalar el equipo.

(d) *Preparación de la Cimentación.*- La superficie del talud de la presa sobre la que se va a colocar la protección de la pendiente con suelo-cemento debe de ser firme y compacta, y debe de llegar hasta las líneas y las pendientes mostradas en los planos. Si se coloca material suelto sobre la pendiente para ajustarla a la pendiente y a la posición adecuada , ese material debe de ser compactado con compactadores especiales, compactadores mecánicos u otros métodos aprobados, hasta que tengan una compactación equivalente a la obtenida en el talud de la presa de acuerdo a la sección G.29. La superficie del talud debe de humedecerse y mantenerse húmeda hasta que se coloque la capa sobre ella de suelo-cemento.

Las superficies en los canales y en las pendientes sobre las que se coloca la protección de suelo-cemento deben de compactarse de forma similar: Teniendo en cuenta que; el grado de compactación debe de ser equivalente a no menos del 85 por ciento de la densidad máxima seca media Proctor y no menos del 65 por ciento de la densidad relativa en los 20 centímetros (8 pulgadas) superiores.

(e) *Proporciones y Mezclado*:

(1) *Generalidades.*- El suelo, el cemento y el agua deben de ser medidos con precisión y llevados a la mezcladora en las proporciones necesarias para cumplir los requisitos especificados. Todos deben de mezclarse al menos durante 30 segundos o más, como sea necesario para asegurar una mezcla cuidadosa, uniforme e íntima del cemento, el suelo y el agua; y que tenga una apariencia homogénea y uniforme.

(2) *Contenido de Cemento.*- El contenido aproximado de cemento debe de ser del 12** por ciento de peso seco del suelo. La cantidad exacta será determinada por la Administración.

(3) *Contenido de Agua.*- El agua debe de añadirse o mezclarse continuamente, hasta lograr una mezcla cuidadosa íntima de suelo-cemento y agua como determine la Administración. Cuando se completa el mezclado, el porcentaje de humedad en la mezcla en base al peso seco en horno, debe de ser el que a la hora de compactar esté dentro del 1 por ciento del punto seco al 1 por ciento del punto húmedo del óptimo de laboratorio estándar del Bureau of Reclamation definido en la sección G.29.

(f) *Transporte de la Mezcla de Suelo-Cemento.*- La mezcla de suelo-cemento debe de ser transportada de la planta de mezclado a la obra en camiones que tengan un fondo estanco, limpio y suave. El tiempo de transporte no excederá los 30 minutos, y debe de considerarse para la media el tiempo que pasa cuando el material deja la planta y el mismo material se extiende en el relleno con el espesor especificado. El contratista protegerá la mezcla de suelo-cemento si se transporta durante mal tiempo. Las cargas excesivamente húmedas por la lluvia se rechazarán. El equipo no debe de ser operado en una capa compactada finalizada de suelo-cemento, excepto si se permite específicamente y

**Revisar como sea apropiado.

UDHCONECTA.COM

cualquier daño resultante sobre el suelo-cemento debido a esa operación debe de ser reparado a expensas del contratista.

(g) *Colocación del Suelo-Cemento.*- El suelo cemento se colocará y extenderá de forma que se produzca una superficie uniforme en capas de un espesor sin compactar tal que, cuando se compacte, cada capa debe de tener unos 15 centímetros (6 pulgadas) de espesor. En general, el suelo-cemento debe de colocarse en capas horizontales: Teniendo en cuenta, que se permitirá al contratista colocar el suelo-cemento en pendientes no mayores de 8:1. Cada capa sucesiva en una sección debe de ser colocada y compactada tan pronto como sea posible y después de que la capa anterior se complete.

El suelo-cemento colocado en los laterales de los canales debe de colocarse de forma similar: Teniendo en cuenta que el contratista debe de colocar y compactar el material perpendicularmente al eje de la estructura: Teniendo también en cuenta que, para lograr la compactación adecuada y la unión entre capas, el espesor de las capas puede ser reducido, como indique la Administración.

Las superficies compactadas de suelo-cemento que van a recibir una capa por encima o al lado de suelo-cemento debe de mantenerse húmeda hasta que se coloque la capa por encima o al lado de suelo-cemento: Teniendo en cuenta, que no se requerirá que el contratista mantenga las superficies húmedas durante más de 7 días. Las superficies de suelo-cemento compactado debe de ser escarificada a una profundidad de 0,3 centímetros (1/8 pulgadas) con una niveladora mecánica en 1 o 3 horas, dependiendo de la compactación posterior. El contratista debe de limpiar las superficies de unión cuidadosamente con la niveladora antes de colocar la siguiente capa de suelo-cemento. La operativa del equipo del suelo-cemento de las capas debe de ser controlada para no alterar o dañar las capas, y no debe de operarse ningún equipo sobre los bordes acabados del suelo-cemento sobre la pendiente de la presa a no ser que se proteja. Las juntas transversales y las estancas de la obra deben de ser cortadas para formar juntas rectas y con tanta pendiente como sea posible. Cuando se coloquen carriles de suelo-cemento en capas adyacentes, las juntas longitudinales tienen que ser recortadas en las siguientes 3 horas de la colocación para formar juntas verticales rectas antes de colocar el carril siguiente. Los materiales del suelo-cemento quitados en el nivelado, el suavizamiento o recortado después de los límites del tiempo indicados para el transporte y la compactación de las capas deben de ser desechados.

El suelo-cemento no debe de ser mezclado o colocado cuando la temperatura del aire sea de 7 °C (45°F) o menos: Teniendo en cuenta que si la temperatura es de 4 °C (40°F) o menos, la protección del suelo cemento puede colocarse si la temperatura está subiendo. El suelo cemento no debe de colocarse, si a juicio de la Administración las condiciones climatológicas no son adecuadas.

(h) *Compactación.*- El suelo-cemento debe de compactarse con seis pasadas de un compactador de rodillos seguido de cuatro pasadas de un rodillo neumático totalmente cargado: Teniendo en cuenta que, la compactación de los laterales del canal debe de hacerse con un rodillo neumático totalmente cargado con un número adecuado de pasadas para alcanzar una densidad equivalente, como apruebe la Administración.

Una pasada del rodillo vibrante se define como "el número necesario de viajes sucesivos del rodillo, con suficiente solape, que asegure que el rodillo cubre completamente toda superficie de la capa". La segunda pasada del rodillo y las sucesivas no deben de hacerse hasta que cada pasada, como se ha definido antes, se ha completado. La humedad específica debe de mantenerse uniforme a lo largo de la capa del material que va a ser compactado. Las operaciones de compactado deben de llevarse a cabo de forma que el tiempo entre la finalización del extendido del suelo-cemento y la finalización de la compactación con los compactadores de rodillos y neumáticos no

debe de exceder 1 hora en cada capa. Si fuera necesario, debe de añadirse agua e incorporarla durante la compactación para mantener el contenido de humedad óptimo. Si, en opinión de la Administración, una superficie del suelo-cemento tiene roderas o ha sido mal compactada por el equipo de transporte hasta el punto de reducir la efectividad de la compactación del compactador de rodillos, el contratista deberá escarificar esa superficie, como sea indicado, antes de compactarla.

Cuando la compactación se interrumpa antes de completarse por ambos tipos de rodillos, dejando la mezcla sin compactar totalmente durante más de 30 minutos por la razón que sea, o cuando el suelo-cemento, antes de terminar la compactación, se moja por la lluvia, de forma que el contenido medio de humedad excede la tolerancia dada en la subsección (e)(3) en el momento de finalizar la compactación , toda la capa afectada, como indique la Administración, debe de ser quitada y reemplazada de acuerdo con estas especificaciones a expensas del contratista y no se realizará ningún pago adicional por el cemento usado en el material quitado.

(i) *Protección y Curado de las Superficies de Suelo-Cemento.*- Todas las superficies de suelo-cemento que están permanentemente expuestas deben de curarse con agua rociándola con neblina o, a opción de la Administración, puede curarse con una cobertura de tierra húmeda. El suelo-cemento curado con agua debe de mantenerse húmedo un mínimo de 7 días inmediatamente al terminar la colocación del suelo-cemento: Teniendo en cuenta que, durante dicho periodo de curado con agua cuando la temperatura en las superficies del suelo-cemento puedan ser menores de cero grados, debe de pararse el curado con agua y deben de protegerse contra las heladas cubriéndolas con tierra húmeda.

Si se usa una capa de tierra húmeda para curar o proteger el suelo-cemento en otro sitios de los que vayan a usarse para rampas de transporte, la cobertura debe de tener un mínimo de 15 centímetros (6 pulgadas). Las partes del suelo-cemento que vayan a usarse para rampas de transporte deben de protegerse con capas de mayor espesor, como determine la Administración (al menos 0,6 metros), para evitar cualquier daño al suelo-cemento expuesto al equipo de transporte. Todas las superficies que van a curarse y/o protegerse con una capa de tierra húmeda deben de mantenerse húmedas hasta que se aplique la capa de tierra húmeda, y entonces la capa de tierra húmeda tiene que mantenerse húmeda hasta que el suelo-cemento haya completado su tiempo de curado de 7 días una vez colocado.

La tierra usada para curar o para proteger, incluyendo la usada para las rampas de transporte, puede ser obtenida de cualquier fuente, pero no se medirá ni se abonará nada por la excavación, el transporte o la colocación del material, El contratista deberá quitar la tierra una vez terminado el periodo de curado.

(j) *Medición y Abono.*- La medición para su abono, por el suministro y colocación de la protección de las pendientes con suelo-cemento, se hará por el suelo cemento realmente colocado una vez compactado hasta la líneas y las pendientes y dimensiones indicadas en los planos, o indicadas por la Administración, y en base al espesor indicado. No se medirá, para su abono, el suelo-cemento que una vez compactado esté fuera de los límites de la pendiente del talud como se muestra en los planos. No se pedirá el recorte y la retirada del suelo-cemento que sobre.

El abono por el suministro y colocación del suelo-cemento se hará al precio unitario por metro cúbico del cuadro de precios de la oferta, dicho precio unitario incluirá el coste de toda la mano de obra, materiales y equipos necesarios para completar el suelo-cemento; incluyendo la excavación, el transporte y el procesamiento del suelo, el mezclado, la colocación y la extensión del suelo-cemento, la compactación con lo compactadores de rodillos y neumáticos; el curado con el agua o el suministro y colocación de la capa de tierra

UDHCONECTA.COM

húmeda para curarlo o protegerlo. Teniendo en cuenta que, el abono por el suministro y la manipulación del cemento necesario para el suelo-cemento se hará al precio unitario por tonelada ofertado en el cuadro de precios por el suministro y manipulación del suelo-cemento indicado en la sección G.75.

No se hará ninguna medida ni abono por la excavación de los materiales del suelo-cemento. Todo el coste de la excavación, transporte, procesamiento y todas las operaciones necesarias en la zona de prestamos para completar la protección con suelo-cemento se incluirá en el precio unitario del cuadro de precios por el suministro y colocación de la protección con suelo-cemento.

H. BIBLIOGRAFÍA

G.118. Bibliografía.

[1] Construction Safety Standards, revised 1987, Bureau of Reclamation, Denver, CO.

[2] Concrete Manual, vol. 2, "Test Designations," Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1987.

[3] Barth Manual, vol. 2, "Test Designations," Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1987.

[4] Concrete Manual, 8th ed., Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1975.

Apéndice H.
Lista de control estándar para inspección "in situ" de Presas y Estructuras.

ACTIVIDADES

Visita a la Presa _____

Formación del responsable de la Presa _____

Residencia _____

¿Instrucciones escritas? Si No

Adecuado Si No

Comunicaciones

Tipo _____

Normal _____

En estado de espera _____

Adecuadas _____

Energía auxiliar

Prueba durante la revisión _____

Condición _____

Adecuada _____

Vías de acceso _____

Adecuadas bajo condiciones adversas _____

Depósitos de aceite _____

Plan de Prevención, Control y Medida de Vertidos _____

UDHCONECTA.COM

Desprendimientos _____
Limitaciones _____
Señalización _____

PRESA DE TIERRA

Paramento aguas arriba
Escollera _____
Erosión- socavación _____
Crecimiento de vegetación _____
Sedimentación _____
Detritus _____
Paramento aguas abajo
Escollera _____
Erosión por filtración _____
El crecimiento vegetativo _____
Coronación
Camino de coronación _____
Pretiles _____
Bordillo _____
Barandilla _____
Estabilidad _____
Iluminación _____
Estribos _____
Filtración y Drenaje
Situación _____
Drenaje de pie de presa _____
Medida _____
Método _____
Cantidad _____

Cambios en el Caudal _____
Registros _____
Instrumentos de auscultación
Puntos en superficie _____
Piezómetros de pozo _____
Lecturas _____
Otro _____

PRESA DE HORMIGÓN

Paramento aguas arriba _____
Paramento aguas abajo _____
Coronación
Camino de coronación _____
Aceras _____
Barandilla _____
Iluminación, etc _____
Las galerías
Hormigón _____
Elementos metálicos _____
Electricidad _____
Ventilación _____
Drenes y drenaje _____
Pozo de ascensores
Elementos metálicos _____
Equipo _____
Inspección de seguridad _____
Estribos _____
La cimentación y el pie de aguas abajo _____
Filtración alrededor del dique

UNIVERSITAT DE LLEIDA BIBLIOTECA ETSEA

UDHCONECTA.COM

- Situación
- Cantidad
- Métodos de medida

Instrumentación y dispositivos

- Medidas del levantamiento
- Flujo de los drenes

ALIVIADERO

Canal de aproximación

- Canal
- Barreras de contención de troncos

Estructuras de control

- Coronación
- Muros
- Solera

Rápido

- Paredes
- Solera
- Drenajes

Cuenco amortiguador

- Muros
- Solera

Canal de reincorporación

- Escollera
- Erosión
- Vegetación

Estructuras

- Montacargas
- Puentes

Compuertas

- Características mecánicas
- Elevadores
- Cables
- Compuertas
- Recubrimientos protectores

DESAGÜE

Estructura de entrada

- Rejas
- Hormigón
- Cámara de compuertas
  - Compuertas
  - Funcionamiento en la revisión
  - Frecuencia de pruebas
  - Mecánico
  - Eléctrico
  - Recubrimientos protectores
  - Cartel con instrucciones de operación
- Ventilación
- Filtración
- Hormigón
- Túnel de acceso
  - Hormigón
  - Elementos metálicos
- Conductos de salida
  - Elementos metálicos
  - Recubrimientos protectores
  - Hormigón

UDHCONECTA.COM

- Cavitación
- Dispositivos de control
  - Edificio de control
    - Condiciones estructurales
      - Tejado
      - Muros
    - Edificio de operación
      - Elementos metálicos
      - Protecciones
      - Compuertas
        - Funcionamiento en la revisión
        - Frecuencia de pruebas
        - Mecánico
        - Eléctrico
        - Recubrimientos protectores
        - Cartel con instrucciones de operación
  - Rápido
    - Solera
    - Muros
    - Drenaje
  - Cuenco amortiguador
  - Canal de reincorporación
    - Vegetación
    - Bancos de gravas, etc.,

Apéndice I.
Factores de conversión

SISTEMA INTERNACIONAL (MÉTRICO) / SISTEMA ANGLOSAJÓN

Para convertir de	a	Multiplicar por	Para convertir de	a	Multiplicar por
LONGITUD					
ángstrom	nanómetros (nm)	0,1	Pies	milímetros	304,8
	micrómetros (μm)	1×10^{-4}		metros (m)	0,3048
	milímetros (mm)	1×10^{-7}		pulgadas (in)	12
	metros (m)	1×10^{-10}		yardas (yd)	0,333333
	mils	$3937{,}01 \times 10^{-6}$	yardas (yd)	metros (m)	0,9144
	pulgadas (in)	$3{,}93701 \times 10^{-9}$		pulgadas (in)	36
micrómetros	milímetros	1×10^{-3}		pies	3
	metros	1×10^{-6}	metros	milímetros	1×10^{3}
	angstrom (A)	1×10^{4}		kilómetros (km)	1×10^{-3}
	mils	0,039370		pulgadas	39,3701
	pulgadas	$3{,}93701 \times 10^{-5}$		yardas	1,09361
milímetros	micrómetros (μm)	1×10^{3}		millas (mi)	$6{,}21371 \times 10^{-4}$
	centímetros (cm)	0,1	kilómetros	metros	1×10^{3}
	metros (m)	1×10^{-3}		pies	$3{,}28084 \times 10^{3}$
	mils	39,3701		millas	0,621371
	pulgadas (in)	0,0393701	millas	metros	$1{,}60934 \times 10^{3}$
	pies	$3{,}28084 \times 10^{-3}$		kilómetros	1,60934
centímetros	milímetros	10		pies	$5{,}28 \times 10^{3}$
	metros (m)	0,01		yardas	$1{,}76 \times 10^{3}$
	mils	393,701	millas náuticas	kilómetros	1,85324
	pulgadas (in)	0,393701		millas	1,15155
	pies	0,032808			
pulgadas	milímetros (mm)	25,4			
	metros (m)	0,0254			
	mils	1×10^{3}			
	pies	0,083333			
ÁREA					
millas cuadradas	centímetros cuadrados (cm^2)	0,01	metros cuadrados	hectáreas	1×10^{-4}
	Pulgadas cuadradas (in^2)	$1{,}55 \times 10^{-3}$		pies cuadrados	10,7639
centímetros cuadrados	milímetros cuadrados (mm^2)	100		acres	$2{,}47105 \times 10^{-4}$

UDHCONECTA.COM

ÁREA (continuación)

centímetros cuadrados	metros cuadrados (m^2)	1×10^{-4}	metros cuadrados	yardas cuadradas (yd^2)	1,19599
	pulgadas cuadradas	0,155	Acres	metros cuadrados (m^2)	$4,04686 \times 10^3$
	pies cuadrados (ft^2)	$1,07639 \times 10^{-3}$		hectáreas	0,404686
pulgadas cuadradas	milímetros cuadrados (mm^2)	645,16		pies cuadrados	$4,356 \times 10^4$
	centímetros cuadrados (cm^2)	6,4516	hectáreas	metros cuadrados (m^2)	1×10^4
	metros cuadrados (m^2)	$6,4516 \times 10^{-4}$		acres	2,47105
	pies cuadrados	$6,94444 \times 10^{-3}$	kilómetros cuadrados (km^2)	metros cuadrados	1×10^6
pies cuadrados	metros cuadrados	0,092903		hectárea	100
	hectáreas (ha)	$0,092903 \times 10^{-6}$		pies cuadrados	$1,07639 \times 10^7$
	pulgadas cuadradas	144		acres	247,105
	acres	$2,29568 \times 10^{-5}$		millas cuadradas (mi^2)	0,386102
yardas cuadradas	metros cuadrados	0,836127	millas cuadradas	metros cuadrados	$2,58999 \times 10^6$
	hectáreas	$8,36127 \times 10^{-5}$		hectárea	258,999
	pies cuadrados	9		kilómetros cuadrados (km^2)	2,58999
	acres	$2,06612 \times 10^{-4}$		pies cuadrados	$2,78784 \times 10^7$
				acres	640

VOLUMEN-CAPACIDAD

milímetros cúbicos	centímetros cúbicos (cm^3)	1×10^{-3}	millas cúbicas	decámetros cúbicos	$4,16818 \times 10^6$
	litros (l)	1×10^{-6}		kilómetros cúbicos (km^3)	4,16818
	pulgadas cúbicas (in^3)	$6,10237 \times 10^{-5}$		acres-pies	$3,3792 \times 10^6$
centímetro cúbico	litros	1×10^{-3}	yardas cúbicas	metros cúbicos	0,764555
	mililitros (ml)	1		pies cúbicos	27
	pulgadas cúbicas	0,061023	metros cúbicos	litros	1×10^3
	onzas fluido (fl. oz.)	0,033814		decámetros cúbicos	1×10^{-3}
mililitros	litros	1×10^{-3}		galones	264,172
	centímetros cúbicos	1		pies cúbicos	35,3147
pulgada cúbica	mililitros	16,3871		yardas cúbicas	1,30795
	pies cúbicos (ft^3)	$5,78704 \times 10^{-4}$		acres-pies	$8,10713 \times 10^{-4}$
litros	metros cúbicos	1×10^{-3}	Acres-pies	metros cúbicos	$1,23348 \times 10^3$
	pies cúbicos	0,035315		decámetros cúbicos	1,23348
	galones	0,264172		kilómetros cúbicos	$1,23348 \times 10^{-6}$
	onzas fluido	33,8140		pies cúbicos	$4,356 \times 10^4$
galones	litros	3,78541		galones	$3,25851 \times 10^5$
	metros cúbicos	$3,78541 \times 10^{-3}$	decámetros cúbicos	metros cúbicos	1×10^3
	onzas fluido	128		pies cúbicos	$3,53147 \times 10^4$
	pies cúbicos	0,133681		acres-pies	0,810713

VOLUMEN-CAPACIDAD (continuación)

pies cúbicos	litros	28,3169	decámetros cúbicos	galones	$2,64172 \times 10^5$
	metros cúbicos	0,028317	kilómetros cúbicos	decámetros cúbicos	1×10^6
	decámetros cúbicos (dam^3)	$2,83169 \times 10^{-5}$		acres-pies	$8,10713 \times 10^5$
	pulgadas cúbicas	$1,728 \times 10^3$		millas cúbicas (mi^3)	0,239913
	yardas cúbicas (yd^3)	0,037037			
	galones (gal)	7.48052			
	acres-pies (acre-ft)	$2,29568 \times 10^{-5}$			

ACELERACIÓN

Pies por segundo cuadrado	metros por segundo cuadrado (m/s^2)	0,3048	G's (aceleración estándar de la gravedad)	metros por segundo cuadrado	9,80665
	G's	0,031081		Pies por segundo cuadrado	32,1741
metros por segundo cuadrado	Pies por segundo cuadrado (ft/s^2)	3,28084			
	G's	0,101972			

VELOCIDAD

Pies por segundo	metros por segundo (m/s)	0,3048	kilómetros por hora	metros por segundo	0,277778
	kilómetros por hora (km/h)	1,09728		pies por segundo	0,911345
	millas por hora (mi/h)	0,68182		millas por hora	0,621371
metros por segundo	kilómetros por hora	3,6	millas por hora	kilómetros por hora	1,60934
	pies por segundo (ft/s)	3,28084		metros por segundo	0,44704
	millas por hora	2,23694		pies por segundo	1,46667
			pies por año (ft/yr)	milímetros por segundo (mm/s)	$9,66514 \times 10^{-6}$

FUERZA

libras	newtons (N)	4,4448 22	newtons	libras	0,224809
kilogramos (fuerza)	newtons	9,80665	Dinas	newtons	1×10^{-5}
	libras (lb)	2,20462			

MASA

gramos	kilogramos (kg)	1×10^{-3}	tonelada corta	kilogramos	907,185
	onzas (avdp)	0,035274		tonelada métrica (t)	0,907185
onzas (avdp)	gramos (g)	28,3495		libras (avdp)	2×10^3
	kilogramos	0,028350	tonelada métrica (o megagramo)	kilogramos	1×10^3
	libras	0,0625		libras (avdp)	$2,20462 \times 10^3$
libras (avdp)	kilogramos	0,453592		toneladas cortas	1,10231
	onzas (avdp)	16	toneladas largas	kilogramos	$1,01605 \times 10^3$

UDHCONECTA.COM

MASA (continuación)

kilogramos	kilogramos (fuerza)-segundo cuadrado por metros	0,101972	toneladas largas	toneladas métricas	1,01605
	libras (avdp)	2,20462		libras (avdp)	$2,24 \times 10^3$
	slugs	0,068522		toneladas cortas	1,12
slugs	kilogramos	14,5939			

TEMPERATURA

grados Celsius	grados Kelvin (k)	t(k)=t(°C)+273,15	grados Rankin	grados Kelvin	t(k) = t(°R) /1,8
grados Fahrenheit	grados Celsius	t(°C)= (t(°F)-32)/1,8			
grados Fahrenheit	grados Kelvin	t(k) = (t(°F)+459,67)/1,8			

VOLUMEN POR UNIDAD DE TIEMPO
FLUJO

pie cúbico por segundo	litro por segundo (l/s)	28,3169	acre-pie por día	metro cúbico por segundo	0,014276
	metro cúbico por segundo (m^3/s)	0,028317		decámetro cúbico por día	1,23348
	decámetro cúbico por día (dam^3/d)	2,44657		pie cúbico por segundo	0,504167
	galón por minuto (gal/min)	448,831	decámetro cúbico por día	metro cúbico por segundo	0,011574
	Acre pie por día (acre-ft/d)	1,98347		pie cúbico por segundo	0,408735
	pie cúbico por minuto	60		acre-pie por día	0,810713
galón por minuto	metro cúbico por segundo	$6,30902 \times 10^{-5}$	Metro cúbico por segundo	acre-pie por día	70,0456
	litros por segundo	0,063090		pie cúbico por segundo	35,3147
	litros por minuto	3,78541		galón por minuto	$1,58503 \times 10^4$
	decámetro cúbico por día	$5,45098 \times 10^{-3}$		litro por segundo	1×10^3
	pie cúbico por segundo (ft^3/s)	$2,22801 \times 10^{-3}$		millones de galones por día	22,8245
	acre-pie por dí	$4,41919 \times 10^{-3}$	millones galones por día (mgd)	metro cúbico por segundo	0,043813

FUERZA POR UNIDAD DE ÁREA
PRESIÓN-TENSIÓN

libras por pulgada cuadrada	kilopascales (kPa)	6,89476	kilopascales	newton por metro cuadrado (N/m^2)	1×10^{-3}
	[1]metros de columna	0,703091		[2]mm de Hg	7,49855
	[2]mm de Hg	51,7007		[1]metros de columna	0,101975
	[1]pies de agua	2,30673		[2]pulgadas de Hg	0,295218

[1] Columna de H_2O (agua) medida a 4° C

[2] Columna de Hg (mercurio) medida a 0° C

FUERZA POR UNIDAD DE ÁREA
PRESIÓN-TENSIÓN (continuación)

libras por pulgada cuadrada	libras por pie cuadrado (lb/ft^2)	144	kilopascales	libras por pie cuadrado	20,8855
	atmósfera estándar	0,068046		libras por pulgada cuadrada	0,145039
libras por pie cuadrado	kilopascales	0,047880		atmósfera estándar	$9,86926 \times 10^{-3}$
	[1]metros de columna	$4,88260 \times 10^{-3}$	kilogramos (f) por metro cuadrado	kilopascales	$9,80665 \times 10^{-3}$
	[2]mm de Hg	0,359033		[2]mm de Hg	0,073556
	[1]pies de agua	0,016019		libras por pulgada cuadrada	$1,42273 \times 10^{-3}$
	libras por pulgada cuadrada	$6,94444 \times 10^{-3}$	milibares (mbar)	kilopascales	0,1
	atmósfera estandad	$4,7254 \times 10^{-4}$	Bares	kilopascales	100
tonelada corta por pie cuadrado	kilopascales	95,7605	atmósfera estándar	kilopascales	101,325
	libras por pulgada cuadrada (lb/in^2)	13,8889		[2]mm de Hg	760
[1]metros de columna	kilopascales	9,80636		libras por pulgada cuadrada	14,70
	[2]mm de Hg	73,5334		[1]pies de agua	33,90
	[1]pies de agua	3,26084			
	libras por pulgada cuadrada	1,42229			
	libras por pie cuadrado	204,810			
[1]pies de agua	kilopascales	2,98898			
	[1]metros de columna	0,3048			
	[2]mm de Hg	22,4130			
	[2]pulgadas de Hg	0,882401			
	libras por pulgada cuadrada	0,433514			
	libras por pie cuadrado	62,4259			

MASA POR UNIDAD DE VOLUMEN
DENSIDAD

libra por pie cúbico	kilogramo por metro cúbico (k/m^3)	16,0185	kilogramo por metro cúbico	gramo por centímetro cúbico (g/cm^3)	1×10^{-3}
	slugs por pie cúbico (slug/ft^3)	0,031081		tonelada por metro cúbico (g/cm^3)	1×10^{-3}
	libra por galón (lb/gal)	0,133681		libras por pie cúbico (lb/ft^3)	0,062430
libra por galón	kilogramo por metro cúbico (k/m^3)	119,826		libras por galón	$8,34540 \times 10^{-3}$
	slug por pie cúbico	0,232502		libras por yarda cúbica	1,68556
libra por yarda cúbica	kilogramo por metro cúbico	0,593277	toneladas largas por yarda cúbica	kilogramo por metro cúbico	1,32894

UDHCONECTA.COM

MASA POR UNIDAD DE VOLUMEN
DENSIDAD (continuación)

libra por yarda cúbica	libra por pie cúbico (lb/ft^3)	0,037037	onza por pulgada cúbica (oz/in^3)	kilogramo por metro cúbico	$1{,}72999 \times 10^3$
gramo por centímetro cúbico	kilogramo por metro cúbico	1×10^3	slugs por pie cúbico	kilogramo por metro cúbico	515,379
	libra por yarda cúbica	$1{,}68555 \times 10^3$			
onza por galón (oz/gal)	gramos por litro (g/l)	7,48915			
	kilogramo por metro cúbico	7,48915			

VISCOSIDAD

centipoise	pascal-segundo (Pa-s)	1×10^3	libras por pie-segundo	Pascal-segundo	1,48816
	poise	0,01		slug por pie-segundo	0,031081
	libras por pie-hora (lb/ft-h)	2,41909		centipoise	$1{,}48816 \times 10^3$
	libras por pie-segundo (lb/ft-s)	$6{,}71969 \times 10^{-4}$	centistokes	metros cuadrados por segundo (m^2/s)	1×10^{-6}
	Slug por pie-segundo (slug/ft-s)	$2{,}08854 \times 10^{-5}$		pie cuadrado por segundo (ft^2/s)	$1{,}07639 \times 10^{-5}$
Pascal-segundo	centipoise	1×10^3		stokes	0,01
	libras por pie-hora	$2{,}41909 \times 10^3$	Pie cuadrado por segundo	metros cuadrados por segundo	0,092903
	libras por pie-segundo	0,671969		centistokes	$9{,}29030 \times 10^4$
	Slug por pie por segundo	0,020885	stokes	metros cuadrados por segundo	1×10^{-4}
libras por pie-hora	Pascal-segundo	$4{,}13379 \times 10^{-4}$	Rhe	1 por pascal-segundo (1/Pa-s)	10
	libras por pie-segundo	$2{,}77778 \times 10^{-4}$			
	centipoise	0,41338			

Índice de Materias

Abanicos aluviales, 91,138,139
  como fuente de áridos, 91
Acción capilar (capilaridad), definición, 744
Acción de la escarcha, definición, 741
Acción de sifón del flujo del vertedero, 497
Achique (bombeo)
  en cimientos, 964
  para el desvío durante la construcción, 587
    especificaciones para, 964
  para inspección o reparación de compuertas de desagüe, 534
  para la construcción del terraplén, 769
Acorazado (Armado de lechos)
  del cauce aguas abajo, 667
  método de control de, 667-675
  tamaño de partículas, 669
Acuífero, definición, 741
Adherencia, definición, 741
Aforo
  caudal de punta, 28,65
  estaciones de aforo de registro continuo, 28
Agrietamiento
  en presas de gravedad de hormigón, 381,383, 398,400
  de diafragmas del terraplén, 227
  de revestimientos del canal del vertedero, 516,518
Agua
  absorbida, definición, 742
  agua subterránea, 742,794
  calidad (ver Calidad del agua)
  cantidad en las mezclas de hormigón, (ver también Proporción de Agua-cemento), 804,806,807
  cargas (ver Cargas hidrostáticas)
  contenido (ver Contenido de humedad)
  para curar el hormigón
    calidad de, 799,820
    especificaciones para,915,927
  para mezclas de hormigón, (también ver Proporción de agua-cemento), 799,801,809
  para riego, 968
    especificaciones para, 915,927
  polución, especificaciones para la prevención de, 823
  regulación del nivel de, 17
Agua subterránea
  efectos en las estructuras de hormigón, 790
  efectos en los revestimientos de canales abiertos, 515,516
Aguja Proctor, 775
Aire contenido en el hormigón
  efectos en la durabilidad, 787,793,799
  efectos en las propiedades del hormigón, 787,792,793,799,802
  efectos en la resistencia, 793,802
  especificaciones de referencia para, 794
  especificaciones para, 915,926
  estimación de cantidades requeridas, 800-806,809
  uso de, 799
Aireación
  efectos en la calidad del agua, 21-22
  del flujo del vertedero, 491
Aliviadero de "pico de pato", 416,418,419
Aliviaderos de caída en pozo (Morning Glory), 429,430,487-504
  curvas de descarga, 503
  durante la construcción, 431
  ejemplo de diseño, 497-503
  hidráulica de, 487-504
  perfil, 499
Aliviaderos de conducto enterrado, 435,504-513
  cavitación en canalización, 435
  condiciones de flujo típicas en pendientes medias y fuertes, 506
  conductos en cajón, 509
  diseño hidráulico de, 504-513
    ábacos para el diseño del flujo en, 698-703
    ecuación de descarga, 507
    relaciones de la altura de descarga para, 499, 500
  disipadores de energía para, 512
  dispositivos antivórtice para, 512
  naturaleza de flujo en, 503
Aliviaderos de emergencia, 416
Aliviaderos dentados, 430,432,433,434
  entrada Fujimoto, 433
Almacenamiento, efectos de sedimentación en, 633,635,648
Altura de carga
  para las tuberías de cajón de hormigón, 703
  para tubería de hormigón, 700

UDHCONECTA.COM

para tubería de metal corrugado, 701
pérdida (ver Pérdidas)
Altura de la carga de agua
en tuberías de cajón de hormigón, 702
en tubería de hormigón, 698
en tubería de metal corrugado, 699
Altura de ola
efecto en la obra muerta, 307,309
según la longitud (Fetch) y velocidad del viento, 310
Aluvión, definición, 742
Anfibolita, 121
Análisis de Decisión de Modificación (MDA), 613,614
Análisis de estabilidad
cimientos, 625,627,628
combinaciones de cargas, 627,628
dinámico (deformación), 625-626
estática, 625,626
estructuras accesorias, 629
filtración, 625
presas de arco de hormigón, 627
simulaciones de cálculo para, 627
terraplenes de presas de tierra, 292-293,
Análisis por espectro de respuesta, 627,629
Ángulo de abocinamiento, 550
Ángulo de fricción externa, definición, 742
Ángulo de fricción interna
con relación a la tensión cortante de suelos no cohesivos, 769
definición, 742
del relleno permeable en terraplenes, 778
para diseño del terraplén, 768
para el diseño de conducto enterrado, 568
Ángulo de reposo, definición, 742
Angulosidad de las partículas del suelo, 107,109
Arcilla (ver también Suelo)
cimientos en presas de tierra, 277-287
definición, 111, 742, 833
especificaciones, 833
identificación de, 113-114
minerales, 121
propiedades ingenieriles, 110
tamaño de partícula, 106, 761
Arcilla bentonítica (bentonita)
definición, 743
en la lechada, 904
Áreas de préstamo para suelos del terraplén, 85
efecto de la extracción de material en estabilidad, 92
especificaciones para, 822, 842-846
mapa de situación, 87
Arena (ver también Suelos)
cimientos para presas de tierra, (ver también Cimientos de arena y grava para presas de tierra)
definición, 743,833
especificaciones, 833
impermeabilización por compactación, 769
para mezclas de hormigón (ver Áridos del Hormigón)
propiedades ingenieriles de, 110
sifonada, definición, 743
tamaño de la partícula de, 106
Árido grueso (ver Áridos del hormigón)
Áridos del hormigón
ajuste de proporciones en la mezcla del ensayo, 809
arena
especificaciones para, 915,927
calidad de, 796-798
calidad química, 797
contaminación de, 799
dureza de, 223,797,930
ejemplo de fuentes de, 182-183
ensayos en laboratorio, 223
especificaciones para, 914,929
estimación de requisitos para las mezclas de hormigón, 803-807, 809
forma, 803
fuentes de, 182-183, 788
gradación de, 796-798
especificaciones para, 932
gradación en relación a la docilidad, 796,797
gráfico de gradación, 798
gruesos, 930
investigaciones de fuentes de, 89-91,182-183
métodos de almacenaje, 810, 812
peso específico de, 798
producción de, 810
proporciones en la mezcla, 800,803,809
tamaño máximo
para bombeo, 814
nominal, 918
tipos, 796
Armado del hormigón
efectos del tamaño y separación en la docilidad, 787
especificaciones para, 915,916,940-944
para túneles en presión, 564,565
Armado del lecho aguas abajo de la presa de Glen Canyon, 667

Arqueo de la coronación del terraplén, 305
Arqueología
consideraciones de planificación, 21
especificaciones para la preservación de datos, 827
yacimientos descubiertos durante la construcción, 21
Arrastre (ver Erosión)
Asiento del hormigón
efectos de aditivos en, 799
especificaciones para, 916,919-920
para las partes altas de muros, pilas, columnas, 814
para losa sin encofrado colocada en talud, 819
pérdida de asiento
causado al ser transportado neumáticamente, 814
causado por falso (anormal) fraguado, 795
en camiones mezcladores, 813
recomendado para varias estructuras, 801
relación con la docilidad, 795
prueba de, 920
requerido para bombear el hormigón, 814
Ataguía de desvío durante la construcción de la presa Green Mountain, 597
Ataguías
altura de, 590, 594, 595
definición, 595
escollera, 595, 596
para el desvío durante la construcción, (ver también Desvió durante la construcción), 588, 590, 594,595
relleno, 594
tablestacas de acero, 587-597
Ataguías de corte
para aumentar la capacidad de almacenamiento del embalse, 605
para desagües, 542
para vertedero de coronación, 436
Ataguías en el vertedero de coronación, 436
Ataque del sulfato en el hormigón, 788,789,790,794,799
Avenida Máxima Probable (AMP), 608
análisis hidrológico para,
definición, 608
determinación de, 407-409
hidrograma, 27,28,30,31,34,35,36,37,39,41,42-49,54-60,61-63,409
transito de, 51,68,621,622,627
Avenidas (ver también Inundación y Tormentas)
antecedentes, 68
avenida máxima probable (AMP) (PMF)
control para desagües, 521,522
control para vertederos, 407
curvas envolventes para, 64-68
de fusión de la nieve, 63-68
de lluvia, 34-63
desvío de avenidas, (ver también Desvío durante la construcción, Desvío de avenidas), 585,586,594,595
determinación de profundidades de, 620-621
diseño de avenida entrante (IDF) (ver Diseño de avenida entrante)
diseño del vertedero de avenida (SDF), 608
durante la construcción, 585
embalses de almacenamiento, 605
en la valoración de riesgo río abajo, 614
estudio de hidrología de avenidas, (ver también Estudio de hidrología de avenidas), 27-68
frecuencia específica, 27,66,67,409
influencia de la geología en, 30,62
influencia del tipo de suelo en, 30,49-50,62
para el depósito del sedimento, 657
tránsito, 29,617-622,629
Azudes (ver también Coronación de presas de tierra y Coronación de vertederos)
flujo por encima del vertedero, 442
sumergido, 443

Barras de anclaje, 982
Barrena toma muestras, 160,163
Bassell, Burr, 225, 766
Berma, definición, 743
Boyas (señales para barcos), 602
Brillo de los minerales, 120

Calcita, 121
Caliche (capa dura), definición, 743
Calidad del agua
algas, 16,18
análisis de, 16,18
control por el nivel de los desagües de fondo, 19
del agua potable, 17
efectos de aireación en, 20,21
efectos de la ecología y medioambiente en, 16-21
efectos en el régimen de temperatura (termal), 18
en el embalse, 20
ensayos, 17
nutrientes, 18
objetivos del proyecto, 20
oxígeno disuelto, 18,21
para amasado de hormigón, 799
especificaciones, 915,927

UDHCONECTA.COM

para el curado del hormigón, 799,820
especificaciones, 915,958,959
para riego, 17
río abajo, 20
sólido total disuelto (TDS), 18
Canal para la salida del vertedero, 423
Canales
diseño hidráulico para los vertederos, 459
efectos en la descarga de abertura, 619
hidráulica de flujo en, 680,684- 690
natural (ver Cauces Naturales)
para desvío a través del relleno de la presa, 591, 593
rugosidad, 618-620
Canales abiertos
convergencia y divergencia de, 463
hidráulica, 459-461
perfil, 461
Canales de aproximación (ver Canales de entrada)
Canales de desagüe
erosión en, 422
para desagües, 543
para vertederos, 423
canales de entrada, 423
requisitos de recubrimiento, 422
requisitos del riprap, 423
Canales de descarga de libre-flujo
hidráulica de, 459-463
Canales de descarga para aliviadero, 421,459-463
cauces abiertos, 461,463
convergencia en, 462, 463
divergencia en, 462,463
hidráulica de, 459-463
pérdidas en, 459,460, 461
perfil para, 461,463
resguardo para, 463
Canales de desove artificiales en el Canal de Tehama-Colusa, 8
Canales, efecto en la fauna, 12
Cantos rodados, definición, 833
Capa de base, definición, 743
Capacidad de carga,
definición, 744
última, definición, 744
Capacidad del vertedero
efecto en la selección del tipo de presa, 79
guía en la selección de, 409
mínimo apropiado, 409
óptimo económico, 409
respecto al almacenamiento, 409,414-417
Capas
bajo la escollera, 314,315
drenaje, 229,258,259
impermeable aguas arriba, 258,259
Carga de terraplén en conductos, 573,727,732
Carga total, 680
Cargas en estructuras
combinaciones, 626-630
en estructuras accesorias, 629
en presas de arco de hormigón, 627-628
en presas de gravedad de hormigón, 391,628-629
Casagrande, Arthur, 105
Cauces naturales
efectos de sedimentación de embalse en, 661-672
factor de capacidad para, 678
hidráulica de, 707-725
Caudal
cálculo por el método de pendiente-área, 709-715
condiciones, 30
datos
para el análisis del hidrograma de avenida, 27,67
para el desvío durante la construcción, 597
para los cálculos hidráulicos, 707
efectos en el desvío durante la construcción, 585,594
hidrograma de (ver Hidrograma)
previsiones para el funcionamiento de la presa, 603
Cavidades, 625, 626
Cavitación
en las compuertas de desagüe, 533
en los vertederos de desagüe, 435,436
erosión en el hormigón,790,791,792
Cementante, definición, 744
Cemento
cemento pórtland, 801
definición
especificaciones para, 922
contenido en álcali, 788
especificaciones para, 914, 916, 921-924
falso fraguado, 795
fraguado, 795
fraguado anormal, 795, 796
lechada, 903
mezclado, 922
requisitos estimados para las mezclas de hormigón, (ver también Proporción agua-cemento), 801,809
requisitos para pequeños trabajos, 809
retardador, 795, 803
tipo de reducción al ataque del sulfato, 788,794
tipo de reducción del agrietamiento perjudicial, 404

tipos de, 794
tipos de fraguado, 795
uso de bajo-álcali, 788
Cemento Pórtland (ver Cemento)
Ceniza volcánica, 789,796
Cercos, 11-13
Cimentaciones para presas de escollera
grava para, 345
lechada, 346
losa horizontal de impermeabilización, 346
materiales de piedra para, 346
muros de impermeabilización, 366
pantalla de impermeabilización, 346,347
preparación de, 769-774
requisitos, 345
tratamientos, 345
Cimentaciones para presas de gravedad de hormigón
configuración para, 393
deslizamiento en, 395,396,397
estabilidad de, 391
fuerza cortante, 392-393
módulo de deformación de materiales para, 391,392
permeable, 402-403
drenes para alivio de subpresión en, 403
filtración por debajo, cantidad de, 402
fuerzas de levantamiento en, 402
losas para, 402
pantallas en, 402,403
taladros para alivio de la subpresión, 403
sifonamiento en, 403
tensiones internas, 392
Cimentaciones para presas de tierra
arcilla, 277-287
arena, 243
diseño, 232
grava, 243
lechada, 234
limo, 277-287
materiales de roca para, 234
muros de impermeabilización, 240
pendientes de, 770
permeable, 259,271-287
preparación de, 769-772
tratamiento mínimo para, 234
zanjas de impermeabilización, 234
zanja principal, 234
Cimientos
achique (extracción de agua), 964
aluvial, 76
análisis de estabilidad estática de, 625,627,628
arcilla, 78
capa protectora para, 841-842
características estructurales de, 96
cieno o arena fina, 78
colocación
especificaciones para, 856,866,869,870,872,873
primera capa de terraplén en, 770
consolidación por estancado (inundado), 286
especificaciones para, 966
definición, 744
efecto en la seguridad de la presa, 623
efectos en la selección de tipo de presa, 76,78
estabilidad dinámica de, 625,626,629
excavación para, 769,781,833
factores de seguridad, para, 233,292
filtración, 769
grava, 78
inspección, 769
limpieza, 770
materiales, 770
no uniforme, 78
para presas de escollera (ver Cimientos para presas de escollera)
para presas de gravedad de hormigón (ver Cimientos para presas de gravedad de hormigón)
para presas de tierra (ver Cimientos para presas de tierra)
pendientes de, 770
preparación de, 769-772
especificaciones para, 853-856,866,869,870,872
roca, 78,769,770
valores de presión aceptables para, 727,744
Cimientos de arena y grava para presas de tierra
características de, 243,244
determinación de la permeabilidad, 244
filtración a través de, 245-247
filtración subterránea en, 243
fórmula de Darcy para la filtración a través de, 245
inestabilidad de, 244
métodos de tratamiento, 248
problemas con, 243
proyectos para
caso 1: cimientos permeables expuestos, 269-277
caso 2: cimientos permeables cubiertos, 269-277
Cimiento de limo y arcilla en presas de tierra, 277-279
características de, 279
cimentaciones secas de grano fino, 279
procedimientos para proyecto, 111

UDHCONECTA.COM

Cimientos de roca para
presas de escollera, 75,345,769-772
presas de hormigón (ver Cimientos para presas de gravedad de hormigón)
presas de tierra, 234,348-358
Cimientos permeables para presas de tierra (ver también Cimientos de arena y grava)
cubierto, 274
descubierto
lechada profunda, 272
profundidad intermedia, 271
profundidad pequeña, 270
zonas del talud aguas abajo, 259
Círculo de deslizamiento (sueco) método de análisis de estabilidad para presas de tierra, 292
Clasificación de los minerales, 120
Clasificación de suelos, 105-118
en el campo, 114
en el laboratorio, 112,113
lista de control, 206
plano, 112,113
sistema de clasificación por textura, 100,101
Sistema unificado de clasificación de suelos (Unified Soil Classification System), 105,114-115
Clasificación y tipos de presas (ver también Tipos de presas)
por el diseño hidráulico, 72
por los materiales, 72,73
según su uso, 71
Coeficiente de Beggs para el análisis de tensión en conductos, 739
Coeficiente de contracción en pilas, 442
Coeficiente de contracción en el estribo, 438,441,442
Coeficiente de curvatura, 107
Coeficiente de descarga
coeficiente producido por efecto de la losa de aguas arriba, 447
coeficiente producido por el nivel del agua aguas abajo, 448
efecto del calado de aproximación a, 443
en orificios sumergidos, 545
en vertederos de pared gruesa, 483
factores de influencia, para las estructuras de control de vertedero, 438-444
para el flujo bajo compuertas, 451,455
para el flujo en tubería, 545
para el flujo encima de coronación controlada por compuertas, 452
para el flujo encima de vertederos, 432,445
para las descargas de desagües, 543,544,549
para las entradas de conductos, 549
para vertedero de perfil irregular, 442
para vertederos no controlados, 442,443,444
vertederos de coronación circular, 489,490,491
vertederos en tubería, 510,513
Coeficiente de descarga para coronación circular, 487,489, 491
Coeficiente de pérdida de fricción de Darcy-Weisbach para flujo en tuberías grandes, 547
relación para el coeficiente de Manning, 697
Coeficiente de pérdida por
altura de velocidad, 550
codos, 546,549,551
compuertas y válvulas, 546,550
entradas a conductos, 546,549
expansiones, 546,550
flujo en un aliviadero con sifón, 497
fricción (ver Coeficiente de pérdida por fricción de Darcy-Weisbach)
reducciones, 546,550
rejillas, 546,548
salidas de conductos, 546,550
Coeficiente de permeabilidad, 118, 746
de cimientos permeables, 244
Coeficiente de proporcionalidad, 118
Coeficiente de rugosidad (ver Coeficiente de rugosidad de Maninng)
Coeficiente de rugosidad de Manning
determinación por fotografía aérea, 708
determinación por medidas de campo, 708
para determinar la profundidad de la avenida, 620
para el flujo en canales abiertos, 461,543,689,690,710
para el flujo en cauces artificiales, 689
para el flujo en cauces naturales, 708,710,715,717
para el flujo en conductos cerrados, 548,697
para el flujo en conductos en cajón, 509
para las cuencas de desagüe, 29,37,38,39,40,62
para los cálculos de degradación, 672
relación con el coeficiente de Darcy-Weisbach, 697
Coeficiente de uniformidad, 107
Coeficiente de uniformidad, definición, 746
Coeficiente de viscosidad definición, 746
Coeficientes de pérdida en entrada,
para conductos de desagüe, 546,549,551
Coeficientes de seguridad
contra el deslizamiento del terraplén, 292
criterio para, 628,629,727

para cimientos, 629
para estabilidad estructural, 628,629
para presas de gravedad de hormigón, 394-396,629
Coeficientes de seguridad (factores de seguridad)
Cohesión
definición, 746
de suelos en los terraplenes, 766,769
Colocación de hormigón
acabados, 954
bombeado, 814
control de, 815
durante la consolidación, 953
en encofrados, 814,818,936-940
en la parte superior de paredes, pilas, y columnas, 815
en losas sin encofrado en talud, 814,816,819
encofrados para,936-940
equipo para, 813,815,951
especificaciones para,916,949,954
hormigón compactado con rodillo (RCC), 377
métodos de, 814,816
para evitar la segregación durante, 814
preparación preliminar para, 813
especificaciones para, 948
temperatura del hormigón para, 378,799,802,936
tolerancias para, 952
transporte, 813-814
especificaciones para, 953
Colocación de hormigón (ver Puesta en obra del Hormigón)
Color de los minerales, 120
Combinación de vertedero y desagüe en la presa Heart Butte, 531,532
Combinaciones de carga en las presas de gravedad de hormigón, 391
Compactación (laboratorio) Proctor
curvas, 747,767,768
en cimentación de suelos relativamente secos, 286
ensayo, 750
Compactación de terraplenes (ver también Construcción de terraplenes)
contenido de humedad del suelo para, 765-769,774,775,781-783
control de, 766, 782-784
de cimientos relativamente secos, 282
definición, 761
el espesor de las capas para, 771,772,775,779,780
ensayos de peso específico en el emplazamiento, 215-216
equipo para, 765-769, 772-774, 778, 780, 781, 860-861
especificaciones para, 857-874
métodos antiguos, 765
por inundación, 286, 966
presas de escollera, 356,357
suelos no cohesivos (permeables), definición, 761
suelos cohesivos
definición, 761
propiedades ingenieriles en, 766, 767
zonas de escollera, 780
Componentes del suelo, 106,832
angulosidad de la partícula, 107
especificaciones para, 832-833
forma de la partícula, 107
gradación de, 106,108
propiedades de, 110
tamaño de la partícula, 106
Compresibilidad del suelo
coeficiente, definición, 745
definición, 746, 768
en suelos cohesivos compactados, 767
Compuertas (válvulas)
compuerta de protección para desagües, 533,534
para desagües, 538,539,550
orden, 538
pérdidas, 550
radial, 539
para vertederos, 437,452
Compuertas deslizantes, 437
Compuertas deslizantes rectangulares para vertedero de coronación, 437
Compuertas montadas sobre rodillo, 437
Compuertas radiales
para desagües, 539
para vertedero de coronación, 437
Condicionamientos del emplazamiento, efecto en la selección de tipo de presa, 80
Condiciones del agua subterránea de los materiales de la cimentación, 93
Conducto
diseño en hormigón fabricado in situ, 731,737,738,739
diseño en hormigón prefabricado, 569, 731
enterrado, 421,538,568
anillos para corte de, 568,574
diseño de cargas en, 538, 573
juntas en, 569
hidráulica de flujo, 690, 691-697

UDHCONECTA.COM

juntas de control para, 569, 739
juntas estancas, 569
para aliviaderos, (ver también Aliviaderos de orificio), 428,496,511
diseño, 496
presiones, 511
para desagües
diseño hidráulico, 543-559
diseño estructural, 564-576
tipos, 536-538
para desvío durante la construcción, 585-591, 593,594
recubrimiento para, 739
transiciones en, 552
Conductos excavados-recubiertos
Conglomerado, 125,129
Consideraciones ecológicas y medioambientales para presas
impactos del proyecto, 3
legislación, 3
medida de factores ecológicos, 11
preocupación pública, 3
recursos, categorías de, 4
pesca, 4-11
la fauna, 11-15
beneficios del proyecto, 3,4
Consideraciones históricas
especificaciones para la conservación de datos históricos, 827
planteamiento, 21
Consideraciones medioambientales (ver también Consideraciones ecológicas y medioambientales)
identificación de, 4
problemas generales, 4
Consistencia
de suelo, definición, 746
del hormigón (ver Asiento del hormigón)
Consistencia relativa
de suelos de grano fino en cimientos saturados, 278
definición, 278,746
Consolidación
coeficiente, definición, 745
definición, 746
por inundación, 966
Construcción
de terraplenes, (ver también Construcción del Terraplén), 765-784
desvío de avenidas durante, (ver también Desvío durante la construcción), 585-598
materiales (ver Materiales para la construcción de la presa)
para corregir las deficiencias de seguridad de la presa, 630
registros de progreso, 781
seguridad de la presa durante, 609, 610, 611
tipo capas compactadas,73, 74
tipo de compactación hidráulica, 73, 74
Construcción del terraplén, 765-784
compactación (ver Compactación de terraplenes)
criterio para control, 782-784
desvío del río durante, 593-594
equipo (ver Equipo de construcción y compactación de terraplenes)
especificaciones para, 849-881
informes en, 781
inspección, 607,765,770,778,780,781
para presas de escollera, (ver también Terraplenes para presas de escollera), 356,357,780
para presas de tierra, (ver también Terraplenes para presas de tierra),774-780
para rellenos diversos, 781
preparación de los cimientos, 769-773
especificaciones para, 849
variables que afectan, 774
Contenido de álcalis en el cemento, 788
especificaciones de referencia para, 794
Contenido de humedad
criterio para control de, 782-784
de materiales de préstamo para terraplenes, 774,775
definición, 747
especificaciones para, 844,858,870,871
métodos para determinar, 775,778
para ensayo de peso específico in situ, 219
para la compactación del terraplén, 765-766, 769,774,778,781
especificaciones para, 858,870
para los cimientos, 770
promedio, 116-117
Contenido óptimo de humedad (agua),
compactación de suelos cohesivos, 766
definición, 747
para el control de compactación, 774-778
prueba de laboratorio para determinar, 221
valores medios de, 116-117
Contenido de aire en el hormigón (ver Hormigón, contenido de aire en,)
Contracción
índice, definición, 754

límite, definición, 755
proporción, definición, 759
Control de humedad
criterio para, 782-784
del material del terraplén antes de la compactación, 765,779
especificaciones, 844,858,870,871
desarrollo para la construcción del terraplén, 767,768,774,781
especificaciones para, 857,870,871
en las zonas de préstamo, 775,776,779
respecto al contenido de humedad óptima (el agua), 766,767,768,774,775-778
Control de la construcción del terraplén (ver también Compactación de terraplenes, Construcción del Terraplén y Control de humedad)
métodos, 765
para terraplenes, 765-784
Control para las estructuras de los aliviaderos, 420
hidráulica de, 438
Controles para los desagües, 538,539
Convergencia en canales de descarga de aliviadero, 461,462
Coronación de presas de tierra,
anchura de, 304
curvatura de, 305
detalles típicos,307
diseño para presas de tierra, 304,305
drenaje de, 305
recubrimientos para,305
requisitos de seguridad, 307
zonificación para, 307
Coronación de vertederos controlados (ver también Coronaciones controladas para vertederos), 435-437
diseño estructural de, 513
forma ojival para, 424, 438-453
descarga de, 442
para los vertederos en pozo, 487
Coronación vertedero
caudal (sin compuertas) evacuado por encima, 438
coeficiente de descarga para, 442
compuertas controladas, 451
diseño para cargas menores de la máxima, 450
forma para vertedero sin compuertas, 438
Coronaciones controladas para vertederos, 435
ataguías y ataguías ranuradas, 436
compuertas radiales, 437
compuertas rectangulares, 437
factores que influyen en la selección del tipo, 444
perfil de la trayectoria para, 451
presión subatmosférica, 451,453
Cortante
ensayo onda de cortante, 216
fuerza, 117
de hormigón en presas de gravedad, 392-393
de suelo cohesivo saturado, 216
de suelo, 116-117
de suelos cohesivos, 767,768
de suelos permeables, 769
de suelos sin cohesión, 769
definición, 759
prueba triaxial de, 117,244
tensión definición, 762
zonas en terraplenes, 770
Costes (ver Economía)
Creager, W.P., 250
Cuarcita, 130
Cuarzo, 120
Cubeta (ver Cubeta glacial)
Cubeta glacial (depósitos morrénicos), 144,145
definición, 747
para arena y grava, 91
Cubos deflectores para aliviaderos, 422, 463
Cuencas drenantes
características de, 29-31
centroide de, 37
consideraciones de los uso del suelo, 30
cubierta vegetativa de, 30
determinaciones del escurrimiento, 34-66
reconocimiento del campo de, 29-31,42
suelo y condiciones geológicas de, 30
Cuenco amortiguador (disipador)
condiciones para el diseño de establecimiento de tailwater, 707
inspección de, 601,602
mantenimiento de, 602
para desagües, 533,543,554,561
resalto hidráulico, 583
Cuenco amortiguador con bloque de impacto, 484,485
Cuenco amortiguador de impacto, (también vea Cuencos de resalto), 542,554,556
Cuenco amortiguador, (ver también Cuencos amortiguadores tipo impacto), 422,424,481,542,554
Cuencos amortiguadores (ver también Vertederos, Cuencos de resalto y Estructuras terminales)
resalto hidráulico, 464-476
relación calado con la carga hidráulica, 472,474
diseño respecto al número de Froude, 465-472

UDHCONECTA.COM

forma, 469
resguardo, 476
Cuencos de resalto hidráulico, 464-476,483
bloques de difusión para, 468,469,470,471
comparación del cuenco rectangular respecto al trapezoidal, 469
consideraciones de la altura de aguas en el diseño de, 472
diseño del cuenco respecto al número de Froude, 464-476
ejemplo de diseño, 478,479
profundidades del cuenco respecto a las cargas hidráulicas, 472
resguardo para, 476
Curado del hormigón, 820
agua para, 819
calidad de, 819,820
especificaciones para, 915,957,960
efecto en la resistencia, 793
especificaciones para, 914,916,957-961
membranas, 961
métodos, 816,819
para compuestos de sellado, 820
especificaciones para, 914, 958,959
para los tipos de cemento, 794
película del polietileno, 915, 957,961
Curva Churchill, 649
Curva envolvente para avenidas, 64-67
Curvas de capacidad (curva de gasto) (relación calado-caudal)
desarrollo de, 715
ejemplo de curva, 725
método, 719
para el establecimiento de secciones transversales, 721
para hidrogramas, 29
para la presa Elk Creek, 718
Curvas de capacidad de almacenamiento, 411
Curvas de capacidad, 723
Curvas de la descarga para vertederos, 413,444,445,447,448,454

Darcy
coeficiente de permeabilidad de, 118
fórmula para la filtración, 245-249
Datos de sedimentación en Lake Mead, 636,639,650,652,657
Datos hidrológicos
curva envolvente de pico de caudales, 28,64-67
informe de, 67
para el funcionamiento de la presa y mantenimiento, 603
para estudios de avenida, 27-31
relaciones de caudales-frecuencia, 28,67
Datos meteorológicos
para determinar la capacidad del vertedero, 409
para el estudio de la hidrología de avenida, 27,61
Davis, F.J., 782
Declaración de Impacto Ambiental (DIA), 3
Deflectores, 533,534
Deformación, definición, 747
Degradación del canal por sedimentación, 661-667
Densidad (ver también Peso específico)
definición, 747,757
especificaciones para, 857,858
in situ, determinación de, 215, 217
promedio de valores máximos para los tipos de suelo, 116-117
relativa, 222, 769
Densidad máxima (Proctor) de laboratorio en terraplenes de tierra, 284,774
Densidad relativa (ver también Peso unitario)
definición, 222,748
para cimientos de arena sin cohesión, 224
pruebas para la compactación de materiales permeables, 780
Depósito de sedimento
características de, 637,648
densidad de, 637,650-652
depósito en delta, 657-660
distribución dentro de un depósito, 652-657
métodos de determinación de, 634-648
ecuación universal de pérdida de suelo, 634,635
método de área-capacidad, 636,637,647,648,655
método empírico de área-reducción,
datos de muestras de, 636,644,646,647
datos del resurvey, 637
método de área-incremento,
método del perfil,
peso unitario de, 637
tipo (tamaño) de material de, 650,654,667
Depósitos eólicos, 145
definición, 748
Depósitos lacustres,
Desagües (ver también Estructuras accesorias)
arreglo de, 528,530
canales de entrada y salida, 543
canalización de hormigón prefabricado para, 569,731

casas de control, 540
clasificación de, 521
combinado con vertedero, 530,531
componentes, 536-543
condiciones que determinan la selección del diseño, 530
conductos enterrados, 536,568-575
controles, 538-540
cuenco amortiguador tipo impacto para, 554
cuencos amortiguadores para, 542-554
cuencos de resalto hidráulico para, 554
datos estructurales de diseño para, 564-576,727-740
detalles estructurales de diseño para, 564
determinación de capacidades requeridas para, 522
dispositivos de disipación para, 542,554,558,559
ejemplos de diseño, 557-563
estructura de toma, 540
estructuras terminales, 542,554
flujo en canales abiertos, 543
funciones de, 521
inspección, 601
lista de control, 1003-1004
instalaciones de poca carga, 522
instalaciones típicas, 522-527,529
interés hidrológico/hidráulico, 622
mantenimiento de, 601-602
naturaleza de flujo en, 543
pantalla para peces, 540
pérdidas de presión del flujo, 547
pérdidas de transición, 550
posición en relación al nivel del embalse, 528
pozos amortiguadores, 557
pozos de control y acceso, 540
presión de flujo en, 546
rejillas, 540
situación de controles para, 533-536
situación para pequeñas presas de retención, 528
tipos de, 521
túneles, 536,566
usado para el desvío (ver Desvío durante la construcción)
Desagües de fondo
con desagües, 528, 532
para reducir la acumulación de lodos en las presas de gravedad de hormigón, 386
Desarrollo de recursos de agua en armonía con la fauna, 12
Descenso de nivel, 748
Descripciones litológicas, 134
Desembalse rápido
efecto en el talud del terraplén, 291
efecto en la estabilidad del terraplén, 295,296
Desgaste
de hormigón, 787
de roca, 95,134
perfiles, 95
Deshielo
en informes de hidrología en avenida, 67
escorrentía de avenida por, 63-64
Designaciones de las alturas de la superficie del agua, 381,382
Deslizamiento
estabilidad de presas de gravedad de hormigón contra, 380, 395-396
factor de seguridad de la tensión cortante, 395
Deslizamiento de laderas, efectos en los embalses, 626
Desmenuzamiento, 135
definición, 748
Desvío durante la construcción, 585,962
afección por las características del caudal, 585
ataguías para, 587,590,595,596
cierre permanente después de, 589,590,591,592,593
desagües para, 528,530
desvío de la avenida, (ver también Avenidas), 585,586,594,595
economía de, 585
especificaciones para, 962
esquema de desvío, 585,598
factores a considerar para, 585
métodos de, 586-596
arroyos, 587,588
canales temporales de desvío en presas de tierra, 591,593,594
capacidad de almacenamiento, 590
conductos, 528,586,587,588-590,593
desvío en múltiples-fases para presas de hormigón, 587,588,594,596
túneles, 588-589
requisitos aguas abajo durante, 587
requisitos para, 585,586
responsabilidades del contratista para, 597-598
responsabilidades del proyectista para, 598
riesgos de, 586,598
Desvío provisional, canal en herradura Feeder Túnel No. 1, 588
Detalle de tubería prefabricada para desagües en el embalse Ortega, 529
Detalles de los desagües de la presa de retención de

UDHCONECTA.COM

Little Panache Creek, 523
Detalles de los desagües de la presa Flatiron, 522
Detalles de los desagües de la presa Kirwin, 527
Detalles de los desagües de la presa Klang Gates (Malasia), 527
Deterioro del hormigón (ver también Durabilidad de hormigón),
causado por cavitación, 790,791
causado por deterioro químico, 788-789
al ataque del sulfato, 788-791,796
reactividad al álcali-agregado, 788,796
causado por la abrasión, 790,791
causado por la expansión, 796
causado por la intemperie, 787
rotura, 787,788
Diagrama de Shield, 668
Dilatancia
definición, 110,111,
ensayo para limos, 110
Dique Big Sandy
incremento de la capacidad del vertedero, 322
sección máxima, 322
Dique Cawker City322, 368
Dique de la presa Ute, 300
sección principal, 334
Dique de New Exchequer Saddle
colocación de hormigón, 361,362
colocación del núcleo central, 359,361
Dique del embalse de Carpintería, sección principal, 323
Dique del Lago Soda sección principal, 331
Dique Río Lagartijo, Venezuela,
detalles de membrana de acero, 372
membrana de acero, 370,372
Dique Tiber
incremento en la capacidad del vertedero, 322
sección principal, 331
Diques fusibles, 415,416
Diques Pishkun, sección principal, 331
Diseño de conducto de hormigón fabricado in situ, 568,731,737,738,739
Disipador de reja, 485
Disipadores del cuenco, 476-481
Disipador de lanzamiento sin dientes, 476,477
Disminución de polvo, especificaciones para, 826
Disminución del ruido, especificaciones para, 826
Disminución ligera, especificaciones para, 827
Dispositivos antivortices, 512
Dispositivos de disipación (calmado) para los desagües, 542,554
Dispositivos de disipación de Energía (ver Estructuras terminales)
Divergencia en los canales de descarga de vertedero, 461,462,463
Docilidad del hormigón, 787
aumentado por el uso de puzolanas, 796
efectos del árido en, 796
efectos del contenido de aire en, 792
pérdida de, 795
Dolomita, 121
Drenaje (ver también Filtros)
alivio de la subpresión bajo las presas de hormigón por, 384,385,403
alrededor de túneles, 567,568
capas impermeables, 258, 259
drenes de pie de presa, 261, 263, 267, 321
especificaciones para, 983
drenes verticales para los cimientos del terraplén, 279
especificaciones para terraplenes, 845,982
galerías, 346
materiales,
especificaciones para, 868
para los pozos de drenaje, 265
para taladros de drenaje, 403
especificaciones de taladrado, 987
presas homogéneas, 228
red, 29
superficie, 320
superficie de la coronación del terraplén, 304
superficies vistas de hormigón, 787
tuberías, 228
zanjas, 250,264,270
zanjas de cimiento, 264
Drenaje de pie de presa, 260,264,267,324
especificaciones para, 983-985
Drenajes bajo estructuras, especificaciones, 985
Drenes
cargas causadas por su inactividad, 628
en túneles de desagüe, 537,568
especificaciones para, 983
para canales del aliviadero, 515,516
para presas de gravedad de hormigón, 384,385,403
Drenes chimenea en presas de tierra homogéneas, 229
Durabilidad del hormigón
efecto del contenido de aire en, 792,793
importancia de control en campo para, 799
resistencia a la intemperie, 788

resistencia a la reactividad álcali-árido, 788,796
resistencia al ataque del sulfato, 788-791,796
resistencia al deterioro químico, 788
Dureza
de minerales, 120,136
de roca, 135,210
descriptores, 136

Economía,
de características del embalse, 528,529
de cimientos de arena y grava, 243
de construcción de hormigón, 787,788,789,796,797,820
de corregir las deficiencias de seguridad de la presa, 630
de desvío durante la construcción, 585,596
de elección del vertedero, 79,
de exploraciones del subsuelo, 159
de profundidad del canal de entrada, 422
de sedimentación en el embalse, 648
de tipo hormigón, 794
determinación de pérdidas causadas por fallo de la presa, 615
efecto en la selección del tipo de presa, 79,80
relaciones costo-beneficio, 80
Ecuación de continuidad (para el flujo en conductos en presión), 696
Ecuación de Meyer-Peter y Müller, 658,659,668,670,673
Ecuación Universal de Pérdida de Suelo, 634,635
Ecuaciones de Land y Koelzer, 650
Ecuaciones de Lara y Pemberton, 650
Efecto de la temperatura en las presas de gravedad de hormigón, 383
Ejes de la presa, 355,357
Elemento fundamental, definición, 608
Embalse
almacenamiento, 619
cargas en las presas de gravedad de hormigón, 379
caudales de entrada, 622
configuración,
criterio de desembalse, 622
criterio de tránsito de la avenida, 68
curva de capacidad, 411,413,529,530
descarga, 618,622
desembalse rápido de, 291,295,296
efectos de los desagües, 521
efectos del desembalse en el talud del terraplén, 294-295
estudios de evacuación, 622
estudios, 92
limpieza después del desvío del arroyo, 963
llenado, 609
regulación durante el desvío, 964
relación entre la capacidad del aliviadero y el volumen de avenida, 409
sedimentación, 633-675
talud,
terremotos inducidos por, 390
Embalse de Angostura
esquema de plantaciones de alimento y refugio, 14
Embalse de Canyon Ferry, Montana islas de nidificación artificiales, 16
Embalse de regulación Amarillo
sección máxima, 322
Encachado de roca en drenes abiertos, 988
Energía de flujo, 680
altura específica de energía, 680,686
cinética, 680,689
curvas de energía calado, 685
energía total, 680
flujo en canales abiertos, 680,711
pendiente (ver Pendiente de energía)
potencial, 689
Energía específica, 459,684,686
Ensayo CBR
definición, 749
Ensayo de abrasión en roca, 223
Ensayo de cortante Vane, 216
definición, 750
Ensayo de corte triaxial, 117
para cimientos de arena y grava, 244
Ensayo de laboratorio en suelos, 219-224
contenido (agua) de humedad óptima, 219,766,774,775,782
definición, 747
compactación de laboratorio, 221,223
densidad relativa, 222,748
ensayo de peso de peso específico (densidad), 767,778,782
granulometría, 219
índice de plasticidad, 221,754
límite de Atterberg, 221
límite líquido, 221
límite plástico, 221,755
para el control del terraplén para los terraplenes, 765,766,774-778
peso específico, 221,757

UDHCONECTA.COM

resistencia a penetración, 222
volumen de humedad, 219
Ensayo de penetrómetro, 160
Ensayo de pérdida por abrasión Los Ángeles, 930
Ensayo del penetrómetro de cono, 159-162
Ensayos (ver también Registros de sondeos)
agujeros de barrena, 182,187
áridos para hormigón, 184
corte manual, no perturbado, 187
corte manual, perturbado, 183
depósitos de roca, 846
en acopios y en calicatas, 182
envío de muestras, 187
excavaciones accesibles, 182
hormigón, 920
métodos, 182-195
no perturbado
métodos manuales, 188
métodos mecánicos, 188-194
para riprap, 185
perturbado (métodos mecánicos), 187
tamaño de muestras requerido, 183
toma de muestras, 194
zanjas para, 158
Ensayos de bombeo para permeabilidad, 212
Ensayos de hormigón (ver Hormigón, ensayos)
Ensayos de penetración
formulario para, 203
normal, 160,161
para cimientos de limo y arcilla, 277
Ensayos de permeabilidad de fondo abierto, 212
Ensayos de permeabilidad en campo taponados, 213,214
Entrada (acercamiento) de canales
escollera para, 518
para desagües, 543
para vertederos, 422
pérdidas en, 438,507,510
Entrada del sedimento
carga no medida, 642-648
curva de caudal-tiempo, 641-642
curvas de tasa de sedimento, 640-642
datos de ejemplos, 644-646
eficacia de la retención, 648-650
fórmula de carga de fondo, 642-647
la corrección del carga de fondo, 642-647
métodos de cálculo, 634-648,
producción, definición, 634
ratio de producción, 634,637,640,647
Entradas abocinadas, 549
Envolvente de fuerza de Mohr, 117,118,278
círculo, definición, 744
definición, 744
Epilimnio, 9
salida de agua de, 19
Equipo de taladro de toma de muestras de diamante, 195, 196
Equipo mecánico para presas
inspección y mantenimiento de, 601,616
instrucciones para, 599
Equipo para la construcción
cargas en conductos de hormigón, 737-738
para colocación del hormigón, 814
para la consolidación de terraplenes, 857-875
para materiales de suelos, 73,74,765,766,769,772-774,776-781
especificaciones para, 857-875
para mezclar el hormigón, 811
rodillos para la compactación del suelo, 765,766,771,775,776,780,781,857-860
vibradores para la compactación del suelo, 769, 773, 780
Erosión,
características del vertedero, 407,414-416, 513-515, 518
como causa de sedimento, 634-638
de presas de escollera, 354
de sedimentos depositados, 633
del canal temporal durante el desvío del flujo, 593
del hábitat de la fauna, 11
del material del cimiento bajo las presas de gravedad de hormigón, 402
especificaciones para la prevención de, 821
prevención por estructuras terminales, 422, 481
protección en presas de tierra, 296
resistencia en vertederos de emergencia, 417
retardada por la vegetación, 604
roturas causadas por, 618
Escollera colocada a mano en Indian Creek Dike, 319
Escorrentía
causada por el flujo del vertedero, 407
de la lluvia, 34-63
del deshielo, 63-64
efecto en las curvas de cantidad de sedimento, 641
en cuencas naturales, 38
influencia del tipo de suelo en, 30,48-50
para estudio de la hidrología de avenida, 29,34-67
unidad, 40

Escorrentía de la lluvia (ver Escorrentía)
Especificaciones de polución para el control de, 823-825
Especificaciones para construcción de galerías, 881-897
Especificaciones para la construcción, 822-998
Especificaciones para la construcción de carreteras, 822
Especificaciones para rellenos permeables, 875
Especificaciones para varios temas de trabajo, (refiérase al artículo específico deseado), 821-998
Estabilidad de presas de gravedad de hormigón
análisis de, 396-402
métodos, 397-402
deslizamiento, 396-397,398
factor de seguridad a deslizamiento, 395
muros de impermeabilización de hormigón para, 396,402
requisitos para, 394-396
rotura (permisible y no), 395
tensión cortante, 392
tensión de tracción, 395
tensiones admisibles y factores de seguridad, 394,395
Estabilidad del terraplén
impacto en la estructura, 629
relleno del apoyo de pie, 781
Estaciones de aforo, datos de hidrología, 28,
Estética, efecto en la selección del tipo de presa, 80
Estribos
efectos en el flujo del vertedero, 441
efectos en las pendientes laterales, 321
en soleras de roca irregular, 771
pendiente necesaria para el vertedero auxiliar, 414,415
Estribos, coeficiente de contracción, 441,442
Estructura de entrada para los desagües, 540,577-581
Estructura de paso para peces, 6,10
aliviaderos mecanizados, 6
bypasses en la turbina, 6
canalización, 6
deflectores de láminas, 6
escalas de peces (camino de peces), 6
pantallas, 6
paso de peces tipo Denil, 6
paso empinado para peces Alaska, 6,9
rejilla de tambor horizontal, 10
Estructuras
análisis de estructuras accesorias, 629
análisis de presas de arco de hormigón, 627-628
análisis de presas de gravedad de hormigón, 628-629
cavitación, 622
condiciones de carga (combinaciones), 627
datos de diseño para, 727-740
diseño de desagües, 564-576
erosión, 622
hormigón para, 787-820
informe de comportamiento estructural, 625
lista de control de inspección, 999-1004
pendiente para facilitar la compactación, 772
problemas para la seguridad de la presa, 613
Estructuras accesorias (ver también Desagües, Vertederos, y Cuencos amortiguadores)
análisis estructural de, 629
cimientos para, (ver también Cimientos), 781
datos para el diseño de la estructura, 727-740
influencia en el tipo de presa seleccionado, (ver también Desagües, Vertederos, y Cuencos amortiguadores), 74,79
inspección de la construcción en, 609-610
inspección de, 609-610
Estructuras terminales
dispositivos de disipación de energía, 422,512
para desagües, 542
diseño hidráulico de, 554
para vertederos, 422,463
cubos de disipación, 423,476
cubos deflectores, 463
cuencos amortiguadores, (ver también Cuencos amortiguadores), 464-476,483
hidráulica de, 464
cubetas de disipación de impacto, 422,483,484
cuenco amortiguador, 422,424,481
disipadores de reja, 485
cuencos amortiguadores (ver Cuencos amortiguadores)
Estudios con onda cortante, 150
Estudios de hidrología de avenidas, 27-31
características hidráulicas para clasificar según tamaño, 27
informes de, 67
reconocimiento de campo para, 29,31
uso de ordenadores electrónicos para, 34
Estudios hidrogeológicos, 93
Evaluación de seguridad de presas existentes (SEED)
análisis de estabilidad dinámica, 625
base de datos de seguridad de presas (SOD), 613
equipo (personal), 612

UDHCONECTA.COM

exámenes, 611-613,623
fases, de, 611
frecuencia, 612
informes, 611,613,
libros de los datos usados para, 612-613
manual de, 608,618
programa, 607
propósito, 611
técnicas geofísicas, 624
Excavación
especificaciones para, 830-846
áreas de préstamo, 842
clasificación de, 831,832
corte abierto, 833,840
desecho, 845
eliminación de materiales excavados, 848
materiales, 831,832
normal, 831
para cimientos de terraplén de presa, 838
para la cabeza de inyección, 837
perforación de agujeros en roca, 837
roca, 831,832,847
materiales usados para terraplenes, 293
Excavación a cielo abierto, especificaciones para, 833
Excavación de zanja de impermeabilización y relleno en el dique Great Cut, 249
Expansión en conductos de desagüe, 552
Exploración del subsuelo, 94,157-182
anotación de, (ver también Registro de sondeos), 199
barrena toma muestras, 160,163
ensayo de penetración, 160
ensayos, 182
ensayos de penetración estándar, 159,162
especificaciones para información de,
métodos accesibles, 157
métodos no accesibles, 159
pozos accesibles, 157
taladro rotatorio, 168
taladros de barrena, 161
taladros de diamante, 178
taladros de gran diámetro, 157
túneles, 158
zanjas, 158
Exploraciones geofísicas, 146-156
técnicas, 146
Exploraciones para presas (ver Investigación de cimientos, Investigaciones de materiales de la construcción y Muestreo)
Explosivos
especificaciones, 822,989
para la preparación de la cimentación, 770
para muestras, 185,187
Extraer piedra de una cantera
especificaciones para, 822
para áridos del hormigón, 91-92

Fabricación de hormigón (ver también Curado del hormigón, Mezclas de hormigón, y Colocación de hormigón)
ajustes en la mezcla del ensayo, 807-809
composición, 787
especificaciones para, 914
control de calidad de, 811
control en campo, 799, 813
diseño de mezclas
ejemplos de cálculos para mezclas de ensayo, 804,807,808,809
estimación de aditivos necesarios, 802
estimación de los áridos necesarios, 803-806
estimación del agua necesaria, 801
estimación del cemento necesario, 802
para pequeños trabajos, 811,914
selección de proporciones de la mezcla, 800-809
especificaciones para, 918
métodos de fabricación en planta, 811,932
mezclado de, 934-936
mezcladores para, 811,932,935
peso del lote para uso en campo, 806-807
producción de áridos (ver Áridos del hormigón)
Factor de contracción (entumecimiento) para suelos de terraplén, 88
Factor de flujo cinético, 464
Factor de la curva de capacidad para cauces naturales, 678, 712
Factor de seguridad a deslizamiento por cortante, 395
Factores de conversión
para hidráulica, 681-683
SI Métrico al Sistema U.S. Customary, 1005-1010
Fallos en presas de tierra, 225
causado por cimentaciones inapropiadas, 83,279
causado por construcción inapropiada, 225,
causado por sifonamiento, 246
taludes aguas arriba, 295
Fauna
beneficios de, 12
cercos para, 12
consideraciones ecológicas y medioambientales, 11

desarrollo armónico con los recursos de agua, 12
dispositivos de anidado artificiales para, 11,16
efectos de la planificación de proyecto en, 11
importancia de, 11
islas artificiales para, 12,16
planificación del hábitat, 12
proyectos de embalse, 10
Feldespato, 120
Filtración (percolación)
a lo largo del desagüe, 568
a lo largo del túnel, 568
a través cimentaciones de arena y grava, 243
a través de las cimentaciones, 624,769
a través de los terraplenes de presas de tierra, 290
a través de presas de escollera, 346
a través de presas homogéneas modificadas, 229,230
análisis de estabilidad, 625
bajo cimentaciones de presas de tierra, 402
bajo conductos de hormigón prefabricado, 730
bajo estructuras de vertedero, 518
bajo presas de gravedad de hormigón, 402
cálculo por la fórmula de Darcy, 245
definición, 752
fuerzas, 245-248
línea de (línea freática), definición, 755
superficie freática (línea), 290,291
Filtros (ver también Drenaje)
bajo el riprap, 315
control de filtración, integridad de, 625
definición, 752
diseño de, 262-267
especificaciones para, 877
material para drenaje, 769, 778
especificaciones, 877
material para terraplenes de presa de escollera, 357
para cimientos de presas de gravedad de hormigón, 402,403
para pozos de drenaje, 268-269
para tubería de drenaje, 264
usados en taladro de drenaje, 403
Finos, definición, 752
Flóculo, definición, 752
Flujo (ver también Energía de flujo e Hidráulica)
condiciones hidráulicas de, 707
en cauces abiertos, 679,684-690
en cauces naturales, 707-724
en conductos cerrados, 690-697
laminar, definición, 752
presión (en conductos), 694,696,697
turbulento, definición, 759
Flujo crítico
calado crítico ,686,688,723
descarga crítica, 686
en canalizaciones, 690
en cauces abiertos, 686,690,722
en cauces naturales, 722,724
pendiente crítica, 686
velocidad crítica, 686,722
Flujo subcrítico, 686
definición, 686
Flujo supercrítico, 686
definición, 686
en canales de descarga, 459
en vertederos de pozo, 504
Foliación (estructura en láminas), 129,134
Formas de entrada para conductos, 549
Fórmula Darcy-Weisbach para flujo en tuberías, 456, 677
Fórmula de Chezy, 687
para flujo en canales abiertos, 460
Fórmula de Manning (ecuación)
factor de capacidad en la, 678
para flujo en conductos, 548
para determinar la profundidad de la avenida, 620
para el cálculo del flujo por el método pendiente-área, 709
para el flujo en canales abiertos, 460,687,690,696,707,709,710
para el flujo en cauces naturales, 707
para el flujo en conductos en cajón, 507,697,700,701
Fórmulas de descarga para
conductos de desagüe, 543
en coronaciones sin compuertas, 442-450
flujo en compuertas, 544
flujo en vertederos con compuertas, 451
vertederos de tubería, 507
vertederos en pozo (Morning glory), 487
Fórmulas hidráulicas, 677-680
flujo en canales abiertos, 680,684-690
flujo en cauces cerrados, 690,691-703
flujo en presión en canalizaciones, 690-703
Fósiles, 127,129
Fotografía aérea, 102,103,104,138,139,141,142
disponibilidad de, 102
interpretación de,102
mosaicos,102
para datos hidráulicos, 29
para la cobertura vegetal, 30

UDHCONECTA.COM

Fractura, 210
densidad, 210
descripciones, 210
Fraguado del cemento, 795
Frecuencia específica de avenidas (ver Avenidas, frecuencia específica)
Fricción (ver también Coeficiente de pérdida por fricción de Darcy-Weisbach)
ángulo de
definición, 742
para estructuras, 727
entre el cimiento de roca y la presa de gravedad de hormigón, 392,395
factor de seguridad de fricción cortante, 395
pérdidas en caídas, 690,691
pérdidas en canales, 461,547
pérdidas en tuberías, 547
Fricción interna (ver también Ángulo de fricción interna)
de relleno permeable en los terraplenes, 778
definición, 760
Fuerzas que actúan en las presas de gravedad de hormigón, 379-391
combinaciones de carga, 391
Funcionamiento de presas, 599-606
cambios en el plan de, 605
durante el primer relleno, 599
durante fuertes avenidas, 603
equipo mecánico, 599,604
Funcionamiento & Mantenimiento (O&M)
programa, 599,603-606
inspecciones, (ver también Inspección de presas), 599,600-602
lista de control, 999,1000
operadores (personal que opera), 599,600,602-606,610,612
para usos múltiples (beneficios), 603
Plan de emergencia (EPP), 605,608
presas de almacenamiento, 602-604
presas de desvío, 604
Procedimientos de Operación Estándares (SOP's), 599,600,601
registro (formulario) de, 600,601,602
requisitos, 603
Funcionamiento y Mantenimiento, (ver también Funcionamiento de presas y Mantenimiento de presas, 599-606
libro de datos, 612
"Revisión de Programa de O&M," 611
seguridad de presas, 610
Galerías
de acceso a las compuertas de desagüe, 532
para el desvío durante la construcción, 588-592
Geología
análisis por sensores remotos, 623
efecto en la selección del tipo de presa, 78
efecto en los cuencos de desagüe, 30,61
problemas para la seguridad de la presa, 613,624-625
Geo-radar (inspección) con radar, 155-156
Glosario de términos de mecánica del suelo, 741
Gradiente de presión para el flujo en conductos cerrados, 696
Granulometría del suelo
curva de análisis de, 218
curva típica de, 108
de tierras del terraplén, 768
definición, 753
del material de préstamo para los terraplenes, 780,865
especificaciones para material de la zona 2, 865
Grava (ver también suelos)
bien-graduada, 114
cimientos para presas de tierra, (ver también Cimientos de arena y grava para presas de tierra), 243-248
clasificación del campo, 114
contenido en suelos cohesivos, 782,784
definición, 753,833
especificaciones, 833
hecha impermeable por trituración, 769
limpia o sucia, 114
para el hormigón (vea áridos del hormigón)
pobremente graduada, 114
propiedades en la ingeniería de, 107
tamaño de partícula de, 106
Gravedad (peso) específica
de arena, 223
de árido de hormigón, 796,797
definición, 221
método para determinar, 221,223
requerido para el árido grueso, 930
Guijarros, definición, 833
Gunitado
asiento, pérdida de, 814
en paramentos de presas de escollera, 361
equipo, 894
especificaciones para las capas del túnel, 884,885
para las especificaciones de los apoyos del túnel, 890

Hematita, 121
Hidrograma en "S"
adimensionales, 43,44,45,46,60
datos, 54-59
técnica, 37,41,46
Hidrograma (ver también Hidrograma unitario y S-gráficos)
AMF (PMF), 27,29,39,44,61,64,68
avenida por deshielo, 64-66
componentes típicos de, 61
de una avenida de frecuencia específica, 27,66-67
desvío del río de arroyos durante la construcción, 585
entrada y salida, 410
flujo de base, 51,61,63
flujo interno, 51,61,63
para el análisis de descarga de rotura, 619,620
reconstrucciones, 42,61
transito de la avenida, 29,34-63,621,622
uso para definir tamaños de dispositivos y estructuras hidráulicas, 27
Hidrograma de avenida de proyecto (IDF) (ver también Avenida Máxima Probable), 407-409
capacidad de retención y salida, 605
criterio para, 622
definición, 608
hidrograma, 409,411
regulación de, (ver también Efecto regulador de un embalse), 410
selección de, 407
Hidrograma unidad (unitario)
adimensional, 37,41,43,44,46,60
datos para varias regiones, 54-59
aplicación, 36
ecuación de retardo, 29
ejemplo de cálculos, 44-47,60
hidrograma en S, 37,41-47,54-59
informes de hidrología de avenida, 67
modelos de cuenca como alternativa a, 34
principios, 35
sintético, 36,42-47
teoría básica, 34
Hidrología
análisis de problemas de avenida, 621-623
asignación de ruta de la descarga, 619
características del streamflow, 79
datos de hidrología de avenida, 67
datos del hidrológicos para el funcionamiento y mantenimiento de la presa, 603
efecto en la selección del tipo de presa, 27,79
para los estudios de avenida, 27-69
precipitación, 79
problemas hidrológicos para la seguridad de la presa, 608
técnicas de dirección, 619
Hormigón
áridos (ver Áridos para hormigón)
armadura (ver Armado del hormigón)
asiento (ver Asiento del hormigón)
características de, 787-803
cemento para (ver Cemento)
colocación de (ver Colocación de hormigón)
composición de, 787
especificaciones para, 914,916
consistencia (ver Asiento del hormigón)
consolidación por vibración, 799
especificaciones para, 954
control de calidad, 919
curado del (ver Curado del hormigón)
de limpieza (ver Hormigón de limpieza)
desgaste (helada y deshelado) de, 787,799
deterioro (ver Deterioro del hormigón)
deterioro químico (ver Durabilidad del hormigón)
docilidad (ver Docilidad del hormigón)
durabilidad (ver Durabilidad del hormigón)
dureza de (ver Dureza del hormigón)
encofrados, 936-940, 955
ensayos, 787-790, 795,811,919
especificaciones, 912-962
para grandes trabajos, 912, 918-962
para pequeños trabajos, 912, 914-918
exudación, 792,796,799,813,816
hormigón compactado con rodillo (RCC), 76,377
inspección, 799,811,813
juntas (ver Juntas de construcción, Juntas de contracción y Juntas de control),
juntas en la construcción en, 949,971,979
juntas en la contracción (ver Juntas de contracción)
losa (ver Hormigón en losa)
medida de, para el abono, 961-962
mezclas (ver Mezclas para hormigón)
mezclas y mezclado (ver Fabricación del hormigón y Mezclas de hormigón)
para hormigón de presas de gravedad, 377,378
para protección del terraplén aguas arriba, 315
para túneles de presión, 566-567
propiedades de, (ver también Propiedades del hormigón), 378,379,787

UDHCONECTA.COM

propiedades térmicas de, 378
proporciones (ver Hormigón mezclas)
protección de, 956
puzolanas para, (ver también Puzolanas), 788,789,796,803
reparación de, 917,947,955
revestimiento (ver Revestimientos)
rotura, 787,788
segregación (separación), 801,813,814
superficies encofradas, 954
temperatura de, 378,799,802
especificaciones para, 936
terminación y acabado, 954
tolerancias para la construcción, 944
transporte de, 813-819
especificaciones para, 916,953
variaciones de las dimensiones especificadas, 945-947
vibración de, 814,819
especificaciones para, 953,954
Hormigón compactado con rodillo (RCC), para presas de gravedad de hormigón, 377
Hormigón curado (ver Curado del hormigón)
Hormigón de limpieza
especificaciones para, 911
para la preparación de los cimientos, 771,772
Humus, definición, 753
Hidráulica
análisis de problemas de la avenida, 621
de vertederos, 438-513
detalles del tránsito de la avenida, 619
diseño hidráulico de los desagües, 543-563
problemas hidráulicos en la seguridad de la presa, 622
Hypolimnio, 9,19
desagüe de, 19

Inalterabilidad del árido del hormigón y riprap, 223
Inclinómetro de talud, instalación,
Índice de durabilidad para roca, 135
Índice de laminación, definición, 652
Índice de Poisson para el hormigón, 379
Informes hidrometeorológicos (HMR)
métodos usados en, 31-33
Inspección de presas (ver también Inspección durante la construcción y Evaluación de seguridad en presas)
después de la construcción, 599,610
durante la construcción para la seguridad de la presa, 610
elementos bajo el agua, 599
equipo de inspección, 599,613
equipo mecánico, 601,604,610
informes en, 608,609,781
inspección del cuenco amortiguador, 601
inspecciones de seguridad (ver Evaluación de seguridad de presas existentes y Seguridad de presas)
intervalos para, 600
lista de control para, 600
presas de desvío, 604
presas de hormigón y estructuras, 601,602
presas de retención, 605
presas de tierra, 599,610,765,775,776,777,778
terraplenes, 601,610,765,772,776,777,781
Inspección durante la construcción
operación del hormigón, 799,814
operaciones con roca y riprap, 780
operaciones de préstamo, 776,779
operaciones en el terraplén,
para la seguridad de la presa, 610
Inspección método autopotencial, 156
Inspección por conductibilidad electromagnética,154
Instrucciones (ver también Procedimientos de Operación Normales)
para el funcionamiento de presas, 599
para el mantenimiento de presas, 599
Instrumentación
archivos, 611
inspección de, 601,610
mantenimiento de, 601,604
para evaluar la estabilidad estructural, 611
supervisión de, 611
Interpretación Geomorfológica, 93
Inundación
análisis de inundación por rotura de presa, 617,621
estudio, 616
límites, 620
mapas para las aviso de avenida, 606
Inundado para producir la consolidación, 285,966
Investigaciones de los cimientos
características estructurales, 96
exploraciones de la superficie, 137
fases de, 84
informe de viabilidad de, 84
informe del reconocimiento de, 84
informes en, 84
métodos exploratorios de la subsuperficie, (ver también Métodos exploratorios del subsuelo, 157

métodos recomendados de, 84
muestras (ver Muestras)
necesario para, 83
registros de sondeos
Investigaciones de materiales de la construcción (ver también Materiales para la construcción de la presa)
especificaciones para, 992
fases de las investigaciones, 83-94
materiales investigados, 83-94
métodos de investigación, 93
presentación de datos, 94
recopilación de datos, 94
Irrigación, capacidades de la toma de corriente para, 522

Juntas
en las canalizaciones, 569
en los cimientos, 770
en tubería de hormigón prefabricada, 576,730
juntas de control (ver las Juntas de control)
Juntas de construcción, 949,971,980
Juntas de contracción,
en presas de gravedad de hormigón, 381,404
especificaciones para, 949,971
juntas de estanqueidad para, 404,972,976,981
llaves de cortante en, 396,404
material elástico de relleno para, 979
Juntas de control,
conducto de hormigón fabricado in situ, 737
definición, 972
en conducto de desagüe, 575
en el hormigón
especificaciones para, 949,972
material elástico de relleno para, 976
Juntas de expansión, 972
Juntas estancas
en canalización fabricada en el emplazamiento, 564,569
en juntas de hormigón, 404,972
en presas de escollera, 360,361
especificaciones para,
caucho, 972,973,974
PVC, 976
para drenes en canales, 515
Justin, J.D., 765

Kennewick Levee lechada en la zanja de corte, 256

Ley de Boyle para la compresibilidad del aire, 289
Laminación (ver Transito de la avenida), 410
cálculos, 411-412
programa de cálculos para, 411
técnicas de, 411
Lechada (ver también Lechada de Cemento)
alrededor de los túneles, 537,567,896
aperturas para desvío temporal de caudales, 591-594
cimientos, 234-243,345,770
especificaciones, 901,902,903,908
cimientos de arena grava, 255
cimientos de roca, 234-243
equipo de extracción de agua, 769
especificaciones de los materiales para, 903-904
especificaciones para, 897-912
especificaciones para relleno, 897
para cimientos de presas de escollera, 345
presión, 897-912
tuberías para, 901
zanjas, 768
Lechada de cemento (ver también Lechada)
especificaciones para, 897-912
para los cimientos de presa de escollera, 345,346
Lechada de zanja de corte en la presa Mangla Closure, 256
Lecho rocoso (fondo)
definición, 754
en canal de vertedero, 421,422
Levantamiento, 247
Ley de Henry para la solubilidad de aire y agua, 289
Leyes estatales que afectan a las presas pequeñas, 80
Leyes, efecto en la selección del tipo de presa, 80,81
Libro de datos para la seguridad de la presa, 611-614
Licuefacción
análisis, 626
de suelos no cohesivos (drenaje libre), 769
definición, 755
efectos en la estabilidad, 625
Límite de Atterberg, 109,115,221
Límite líquido, 107,221
definición, 755
prueba para, 109
Límite plástico, 109,221
definición, 755
ensayo para, 109
Limonita, 121
Limpieza de áreas de préstamo, 845
Limpieza del emplazamiento, especificaciones para, 830

UDHCONECTA.COM

Lion Lake Dikes
combinación de desagüe y estructuras de aliviadero, 521,529
sección máxima, 327
Lixiviación, definición, 755
Llaves de cortante en las juntas de contracción, 404
Lluvia (ver también Precipitación, Escorrentía, y Tormentas) escorrentía de la tormenta, 34-62
Loess, 142,143,145,
definición, 756
Longitud de oleaje (Fetch), 309,310
Losa para presas de gravedad de hormigón, 402
Losas, aguas arriba, para el tratamiento de una cimentaciones de arena y grava, 258
Lugares arqueológicos, 21

Mantenimiento de presas
definición, 608
inspecciones, (ver también Inspección de presas y Evaluación de seguridad de presas existentes), 599-602
instrucciones para, 599
presas de desvío, 604
presas de hormigón, 600-601
presas de retención, 605
presas de tierra, 601
procedimientos estándar de operación (SOP), 600,610
programa de operación y mantenimiento (O&M), 600
reparación de equipo mecánico, 601
Mapa de distribución de materiales, 295,298
Mapas
de los ríos, 97
geológico, 84,98-99
suelo agrícola, 99-102
topográfico, 97-98,138,139,141,142
Mapas de suelos agrícolas, 99,101
Mapas geológicos, 84,86,92,93,98-99
Marga, definición, 756
Masa isotrópica, definición, 756
Materiales de construcción (ver Materiales para la construcción de la presa)
Materiales de desecho, especificaciones para la limpieza y vertido de, 828-829
Materiales de escollera para la presa de Oroville, 349,351
Materiales de tierra (ver también Suelos)
en terraplén de presas, 765-773
equipo para construcción, 73,74,765,766
Materiales para la construcción de la presa, 83
anotación de exploraciones (ver Registros de sondeos)
áridos para hormigón, 91,184
efectos en la selección del tipo de presa, 79
escollera, (ver también Riprap), 89,185
piedemontes usados para, 90
superficie de cantos rodados usados para, 89,187
estabilidad de los materiales de la zona de transición, 625
exploraciones de la superficie, 137-146
hormigón, 377,378,787-820
hormigón para presas de gravedad, 377,378
inspección de, 610
investigaciones de (ver Investigación de materiales de construcción)
mapa de distribución, 295,298
métodos exploratorios del subsuelo, (ver también Exploración del subsuelo), 157-182
para presas de escollera, 348-350
terraplén de tierras,
fases de investigaciones para, 84
investigaciones del reconocimiento para, 88
investigaciones de viabilidad para, 85
Mecánica del suelo
de compactación, 766-769
definición, 756
nomenclatura, 741-763
para el control de construcción del terraplén, 765,766-769
Método de análisis de gravedad, 397
Método de Einstein, Hans Alberto para calcular la carga del sedimento, 645-647
Método de la onda dinámica (en la propagación de la descarga en una rotura), 619
Método de la pendiente estable (tripendiente) para definir la degradación aguas abajo, 670-672
Método de la red de filtración
definición, 758
usado para analizar las fuerzas de filtración, 247,293
Método de la tripendiente (ver Método de la pendiente estable)
Método estático de análisis, 398
método pseudoestático, 399
Métodos de vibración, 152
Métodos de cálculo
determinación del perfil de la superficie del agua, 724
para el análisis de estabilidad del talud, 292

programas para el diseño de presas de gravedad de hormigón, 404
programas para el paso de avenidas, 411
Mezclado de hormigón (ver Amasado del hormigón)
Mezclas de hormigón (ver también Fabricación de hormigón)
cálculos de los pesos del amasado, 806
cálculos de proporciones para, 804,805,806-809
cálculos del ensayo para, 806,807-809,
componentes, 800,918
diseño de, 801-809
equipo para, 813,933
especificaciones para, 914,934
para pequeños trabajos, 809,914
para presas de gravedad de hormigón, 377
plantas de hormigonado, 811
especificaciones para, 932
Mezclas para hormigón (ver también Hormigón)
acelerantes, 799,802
especificaciones para, 915,925
aire interior (ver Aireantes en hormigón)
cloruro cálcico, 799,802,803
control de fraguado, 799,803,927
especificaciones para, 914,925-927
estimaciones de necesidades, 802-803
puzolanas, 796,803
químicos, 915,925
reducción de agua (WRA), 799,800,803
especificaciones para, 927
uso de, 799
Mica, 120
Minerales
brillo, 120
color, 120
dureza, 119
fractura, 120
identificación de, 119
más comunes en la formación de la roca, 120-121
planos de corte,120
veteado, 20
Modelado con elementos finitos, 629
Módulo de deformación para materiales de cimientos de presas de gravedad, 391, 392
Módulo de elasticidad
definición, 756
del hormigón en presas de gravedad, 378
Muestra no alterada, definición, 756
Muros (ver también Pantallas y muros de contención)
fricción, definición, 760
para vertederos, 514-515,518
relleno del trasdos, 518
zapatas de, 727
Muros de bordillo para presas de escollera, 360
Muros de contención, 727
cargas de terremoto, 727
datos de diseño para, 727,728,729
presiones del suelo, 727,728,729
Muros parapeto (barandillas) con hormigón asfáltico en los paramentos de presas de escollera, 368,371

Nivel aguas abajo
consideraciones para los cuencos de resalto hidráulico, 472
curvas calado-caudal, 472,475,717,718
presión en presas de gravedad de hormigón, 380
relación con canales de salida, 422
relación con la profundidad del cuenco amortiguador, 472
Nomenclatura para mecánica del suelo, 741-763
Núcleo del taladro, 179,196,197
pérdida del núcleo, 211
Número de Froude, 677,705
diseño para el cuenco amortiguador, 556
fórmula para, 704
relación con el diseño del cuenco de resalto hidráulico, 464-476
Número de Reynolds
para cálculo de la profundidad de erosión, 668
para cálculo de pérdidas por fricción en conductos, 547

Objetivo de las presas
cambio en, 603
coordinación de usos múltiples (beneficios), 603
Olivino, 121
Ondas (Seiches) en embalses, 626
Ondas superficiales, 151

Pantalla de acero para presas de escollera, (ver también Membranas para presas de escollera), 347,369-370
Pantallas
anillos
para conductos de aliviadero, 518
para conductos perforados-recubiertos, 568
para tubería de hormigón prefabricada, 730
muros
losa horizontal de corte, 346,347,348,360,361

UDHCONECTA.COM

para cimentaciones del terraplén, 240,270,769
para cimientos permeables en presas de hormigón, 402
para estructuras de aliviaderos, 502-515, 518
para incremento de estabilidad en presas de hormigón, 396
para presas de escollera, 345-348
para presas de gravedad de hormigón, 402,403
para presas de tierra, 240,270,769
pantallas, 251,258,271
especificaciones para, 965
pantalla de lechada de cemento, 251,402
especificaciones para, 965
pantalla de tablestacas, 250, 272
especificaciones para, 966
zanja de impermeabilización parcial, 248
zanja de lechada, 252
zanjas, 248-250
para el desvío del cauce en la construcción, 591
Pantallas de lechada, 251,402
especificaciones para, 965
Pantallas para peces en los desagües, 541
Pantallas para presas de escollera
acero, 369-370
hormigón armado, 359-361
hormigón asfáltico, 346,361,365,366,367,368
madera, 370
pantallas aguas arriba, 344,353
pantallas externas, 344,345
pantallas interiores (central), 344,345,353,359
Paramento de hormigón asfáltico para los diques de escollera, 345,346,347,361-370
áridos para, 364,368
capa de penetración para, 362
cemento para, 368
colocación de, 361-368
espesor de, 362
pruebas en, 368
Paramentos para presas de escollera (ver Pantallas para presas de escollera, Pantallas de acero para presas de escollera y Recubrimiento de Madera)
Parámetro "Número de caída" (para las dimensiones de un aliviadero vertical de caída libre), 677
Partículas coloidales, definición, 756
Paso para peces en la presa Ice Harbor, 6,9
Pavimentado para canales de vertedero (ver los Revestimientos)
Peces
áreas artificiales para desovado, 8,11
calidad del agua para, 5
consideraciones ecológicas y ambientales para, 5
escalas de peces (caminos de peces), 6,9
especies indeseables de, 9
estructura de paso para, (ver también Estructuras de paso para peces), 6,9
estructuras de cobertura para, 8
hábitat de, 5
impactos del proyecto en la vida acuática, 5
mejora del hábitat por medio de diques de control, 7
rastreado de especies migratorias, 5
tóxicos, 9
Peces y fauna (ver también Peces)
efecto de los embalses en, 5
importancia económica de, 4
importancia recreativa de, 4
Pendiente de energía,
en canales de flujo abiertos, 687
en conducto cerrado, 696
Pendiente hidráulica del flujo de un cauce abierto, 689
Pequeñas presas, definición, 226,377
Percolación (ver Filtración)
Pérdidas (ver también Pérdidas de fricción y Coeficiente de pérdida para)
en canales de descarga, 459,460
en codos, 549
en compuertas y válvulas, 550
en conductos de desagüe, 547-551
en depresiones, 48
en entradas de conductos, 549
en rejillas, 548
en salidas de conductos, 550
en transiciones de conductos, 550
evaporación, 48
infiltración,(ver también Pérdidas por Infiltración), 30,48,68
interceptación, 48
presión (altura) pérdidas en conductos de desagüe, 547-551
Pérdidas en codos de tuberías, 549, 551
Pérdidas en entrada,5 46,549,551
para desagües,
para vertederos, 508-510
Pérdidas en la salida, 550
Pérdidas en rejillas, 548
Pérdidas en transiciones, 550,553
Pérdidas por contracción en conductos, 549
Pérdidas por expansión, 552
Pérdidas por infiltración
características, 30

efecto del suelo en, 36
en el informe de hidrología de avenidas, 68
Perfiles de lámina vertiente
coordenadas, 492-494
para el vertedero con perfil ojival, 424,439,440
para vertedero de coronación circular, 489,496
Permeabilidad (transmisibilidad)
coeficiente (tasa) de permeabilidad, 49,50
del suelo en la cuenca hidrológica, 49
Permeabilidad, 118,119,212,213,214
cantidad de agua necesaria para, 779
coeficiente de, 118,245
definición, 746
de estabilización del relleno del terraplén, 781
en suelos de terraplén compactado, 767,775
ensayo en campo, 212
ensayos taponados para, 213-215
Persa Calamus
drenaje de pie de presa, 267
pantalla de zanja de lechada, 257
sección principal, 334
Peso específico de la presa de hormigón, 379
carga muerta, 385
Peso unitario (ver también Densidad)
cimientos, 770
criterio para el control de, 782-784
definición, 747,757
efecto en la permeabilidad, 767
ensayos de campo, 778,781
ensayos in situ, 215,217
especificaciones para, 857
factores afectados, 778
frecuencia de ensayo en el material del terraplén, 780
máximos valores medios para tipos de suelo, 116-117
para la compactación del terraplén, 767,768,777, 778,779,780
Pesticidas, especificaciones para el uso de, 828
Piedemontes, 146
Piezómetros
definición, 758
en canalización con fluyo en presión, 696
instalación de, 177
para análisis geológico, 624
Piroxeno, 121
Pizarra, definición, 833
Plan de Actuación de Emergencia (EAP), 608
Planchas de madera como recubrimiento temporal (pantalla) para presas de escollera, 370
Planificación
consideraciones arqueológicas e históricas, 21
consideraciones de uso recreativo, 22-24
consideraciones ecológicas y medioambientales, 3
consideraciones sobre la calidad del agua, 16-21
ensayo para la viabilidad de proyectos, 1,2
identificación de necesidades y oportunidades, 1
para la seguridad de la presa, 607-609,613
peces y consideraciones de la fauna, 5-15
procedimiento para estudio de recursos de agua, 1
proyectos, 1,2
Planos topográficos, 84,97,138,139,141,142
Plantas de hormigonado (ver Mezclas de hormigón)
Plasticidad
definición, 758
índice, 107
definición, 754
Polución del aire, especificaciones para la disminución de, 825
Porosidad, definición, 758
Pozo amortiguador disipador, 543,567,558,559
Pozos accesibles, (ver también, Calicatas, Anotación de exploraciones y Ensayos), 157
en tierras compactadas especificaciones para, 864
para exploración del cimiento, 770
Pozos de alivio de presión, 265
detalles, 268,269
ejemplo, 268
Precipitación
escorrentía, 34-63
precipitación máxima probable (PMP), 31-34
Preparación del Plan de Emergencia (EPP), 608
Presa de derivación de Putah, 251
detalles de desagües, 522
Presa Anchor
detalles de los desagües, 527
Presa Belle Fourche
césped en el talud aguas abajo, 320,321
pendiente pavimentada de hormigón, 316,319
Presa Black Canyon, 73
Presa Blue Mesa
protección de escollera en talud, 315,318
Presa Bonny, 594
Presa Bottle Hollow
combinación de aliviadero y desagüe, 531,532
Presa Camanche-Dique 2-pantalla de zanja de lechada, 257
Presa Causey detalles del tapón de hormigón en la obra de desvío, 592

UDHCONECTA.COM

Presa Choke Canyon, 178
Presa de Alcova
sección transversal del terraplén que muestra el efecto del desembalse rápido, 291
Presa de Bartlett, 76
Presa de Cold Springs
escollera descargada, 310-313
Presa de Conconully
vertedero con pozo rápida y cuenco con dientes, 430,431, 432
Presa de contrafuertes de hormigón
coste de la construcción de, 76
tipos de, 77
Presa de Crane Prairie, 227
detalles de los desagües, 523
sección máxima, 323
Presa de Crescent Lake, 72, 226
detalles de desagües, 523
operaciones en préstamos, 777,778
sección máxima, 325
Presa de derivación Bartley
detalles de los desagües, 522
Presa de derivación Camp Creek
detalles de los desagües, 522
Presa de derivación de Slaterville, 251
Presa de derivación Fort Sumner, detalles de los desagües, 522
Presa de derivación Woodston, detalles de desagües, 522
Presa de desvío Knight, 74
Presa de desvío,(ver también desvío durante la construcción), 73-74
función de, 71
inspección de, 604
Presa de Eklutna, sección máxima, 327
Presa de El Vado
detalles de la pantalla de acero, 372
paramento de acero en la pendiente río arriba, 369, 370
Presa de Elk Creek,
curva de capacidad para, 718
planta y sección transversal del emplazamiento, 717
Presa de escollera (ver también Membranas para las presas de escollera)
ataguías, 595,596
clasificación por la situación de la membrana, 344-345
condiciones que influyen en la selección de, 343
costes de construcción de, 348
cimientos, (ver también Cimientos para presas de escollera), 75,345,769-774
definición, 75
deslizando material de escollera para, 356,357
diseño sísmico de, 358
diseños típicos, 337
emplazamientos convenientes para, 75
filtros para, 345,346
flujo-a través de, 343
función de, 75
losa horizontal para, 346,347,348,360
núcleo de tierra, 345
origen de, 343
pantalla, 344,354
colocación de materiales de escollera, 356-357
pantallas de hormigón asfáltico para, 345,346,347, 348,361-368
paramentos de acero para, 346,369-370
prevención de filtración a través de, 344
refuerzo de paramentos de hormigón para, 360,361
roca para, 348-350
sección típica de, 353,354
talud de, 350,353,355,359
terraplenes, (ver también Diseño de terraplén para presas de escollera), 348-358
tipos de, 344
vertederos para, 75
zonas, 353,359
Presa de Folsom y desvío de la central durante la construcción, 587,590
Presa de Lago Carter, 300,349
sección principal del Dique No. 3, 323
Presa de Lower Two Medicine, 251
sección principal, 329
Presa de McGee Creek,
compactación del terraplén, 773,774
detalles de conductos y desagües, 525
limpieza de los cimientos de roca, 771
Presa de Medicine Creek
geología del estribo derecho, 285
tratamiento de los cimientos, 285,286,287
Presa de Meeks Cabin riprap en el talud de aguas arriba, 313
Presa de Navajo construcción de la capa de lechada, 243
Presa de retención por inmersión, función de, 71
Presa de retención,
función de, 71
inspección de, 605

mantenimiento de, 605
situación de los desagües para, 528
Presa de Sugar Loaf, colocación del relleno compactado en la zanja de impermeabilización, 251
Presa de Sugar Pine detalles del desagüe y del túnel, 524
Presa de Wanapum zanja de lechada, 256
Presa Dickinson,
incremento de la capacidad del vertedero, 322
sección máxima, 265
Presa Fruitgrowers, 226,228
incremento de la capacidad del vertedero, 322
sección principal, 327
Presa Granby, cortina de lechada para el estribo, 235
Presa McKay pavimento en el talud de aguas arriba, 312,316
Presa McPhee detalles del desagüe y del túnel, 526,532
Presa Montgomery
colocación de pantalla de hormigón asfáltico, 361-368
detalles de la pantalla de cimentación, 366
escollera de granito en la cara aguas abajo, 348,349
gradación del árido para el hormigón asfáltico, 364
operación de compactación por regado de la escollera, 355,356
pruebas del hormigón asfáltico para, 368
Presa Ochoco
manto del estribo, 258,260
talud del terraplén aguas arriba, 260
Presa Olympus, 75,80
construcción del terraplén, 774,776
desvío de flujo, 595
detalles de los desagües, 527
sección principal, 329
Presa Palmetto Bend
cuenco amortiguador, 466
detalles de los desagües y conductos, 525
Presa Picacho North, sección principal, 331
Presa Picacho South
detalles de tubería prefabricada para desagües, 529
sección principal, 331
Presa Pyramid, materiales para escollera, 349,351
Presa Red Fleet (Tyzack), detalles del desagüe y túnel, 526
Presa Red Willow pozo de presión-alivio, 268,269
Presa Reudi, planta de lechada, 242
Presa Ridgway
ataguía, 596
compuerta deslizante para el desvío, 590,593
construcción del terraplén, 766,767,772,776,777
desvío durante la construcción de, 589,590,593,596
vertedero de caída, 431
Presa Rifle Gap combinación de vertedero y desagüe, 531,532
Presa San Justo
plano de distribución de materiales para, 298
sección principal, 334,338
Presa Saylorville zanja de lechada de impermeabilización, 256
Presa Scofield, aliviadero con canal y rápida, 428
Presa Seminoe desvío auxiliar, 588,591
Presa Shadow Mountain, 226,229
sección principal, 331,333
vertedero de la cascada, 408
Presa Sheep Creek Barrier sección principal, 332
Presa Silver Jack
detalles de anillos de corte para conductos de desagüe, 569,574
detalles de desagüe y túnel, 524
Presa Sirinumu, Nueva Guinea, detalles de las pantallas de acero, 373
Presa Starvation
detalles del túnel y desagües, 526
protección del talud con suelo-cemento, 320
Presa Stateline detalles de desagües y túnel, 524
Presa Stubblefield
desecación del terraplén, 322
sección principal, 331
Presa Taum Sauk colocación de hormigón proyectado, 363
Presa Theodore Roosevelt datos de sedimentación, 655,656,662,663,664
Presa Trenton detalles del pozo disipador de energía, 558
Presa Upper Blue River
detalles de la sección del terraplén, 358
pantalla de la cimentación, 364,365
superficie de hormigón asfáltico, 367,368
terraplén de escollera, 362,365
Presa Upper Stillwater primera presa de hormigón compactado con rodillo del Bureau, 377
Presa Wasco
combinación de estructura de desagüe y vertedero, 336
sección principal, 232
vertedero de emergencia, 336,417
Presa Wells, pantallas de zanjas de lechada, 257

UDHCONECTA.COM

Presa West Point, zanjas de lechada de corte, 252,256
Presa Willow Creek desvío temporal, 587
Presa Yellowtail Afterbay
erosión por abrasión del cuenco amortiguador,792
erosión por cavitación del trampolín del cuenco, 791
Presas
clasificaciones, (ver también Clasificación y tipos de presas), 71-77
corrección de deficiencias, 630
estructuras compuestas, 72
fallo, 607,616-622
funcionamiento (ver Funcionamiento de presas)
instrumentación (ver Instrumentación)
lista de control de inspección, 999-1004
mantenimiento (ver Mantenimiento de presas)
modelos para cálculo de rotura de presas, 619-620
presa no vertedero, 72
presas vertedero, 72
rotura (ver Fallo)
selección del emplazamiento (ver Selección del emplazamiento de la presa)
selección del tipo de, 71-81
tipos, (ver también Tipos de presas), 71-77
Presas arco (ver Presas de arco de hormigón)
Presas de gravedad (ver Presas de gravedad de hormigón)
Presas de almacenamiento
diseño de entrada de avenida (IDF's) para,
función de, 71
funcionamiento de,
Presas de arco de hormigón
análisis estructurales de, 627,628
cimientos para, 76
condiciones de carga (combinaciones) en, 627
diseño de, 76,629
lugares apropiados para, 76
tipos, 76
Presas de escollera con pantalla, 343, 354
Presas de estructuras de acero, 77
Presas de gravedad de hormigón, 377-405
análisis estructural de,
anchura de la coronación, 403
coeficientes de seguridad para, 394-395,630
condiciones de carga (combinaciones), 391,628-630
definición, 377
desvío para la construcción de, 586,587,594-596
detalles de proyecto y esquemas de, 403-404
cálculo de hormigón para, (ver también Hormigón), 377-378
estabilidad de (ver también Estabilidad de presas de gravedad de hormigón), 394-402
fracturas de, 76
fuerzas que actúan en, 379,391
funciones de, 76
inspección, 600,602
lista de control, 1001,1002
"pequeña," definición, 377
juntas de contracción en (ver también Juntas de contracción), 404
lugares apropiados para, 76
mantenimiento, 600-602
métodos de construcción para, 76
origen de, 377
pendientes de, 403
peso de, 377,385
procedimientos de diseño para, 377-405
propiedades del hormigón, 377,378
resguardo para,
tipos de, 76
ventajas de, 76
Presas de madera, 77
Presas de tierra divididas en zonas, 231,300
descripción, 231
núcleos impenetrables para, 300,301
taludes recomendados para, 303
transiciones en, 300
ventajas de, 300
Presas de tierra homogéneas, 188-192
descripción, 188
pendientes recomendadas para, 296
uso recomendado, 297
Presas de tierra, 187
análisis de estabilidad, 293
ataguías, 596
construcción (ver Construcción del terraplén)
coronación de, 304
criterios para el proyecto, 231
desarrollo de, 225
descripción, 73
desventajas de, 74
desvío a través de canales, 591,593,594
desvío para la construcción de, 591-594
diseño de cimientos, 232
ejemplos de diseño, 322
fallos de (ver Fallos en las presas de tierra)
homogéneas, (ver también Presas de tierra homogéneas), 74,228,297
inspección, 600,765,770,778,780,781

lista de control, 1000-1001
origen y desarrollo de, 225
pantallas, (ver también Pantallas-tipo para presas de tierra), 74,227,296
pendientes de, 780,781
presa de almacenamiento, 72
protección del terraplén (ver Protección del terraplén aguas arriba y Protección del terraplén aguas abajo)
resguardos para, 307,309
secciones máximas, 322
terraplén dividido en zonas, (ver también Presa de tierra dividida en zonas), 74,231,295
terraplenes para,(ver también Construcción del terraplén y Compactación de terraplenes), 287
tipo compactación hidráulica, 73,74
tipo compactadas en capas, 74,227
tipos de, 226
variable más importante que afecta la construcción de, 774
ventajas de, 73,74
zonas de escollera en, 780
zonas no determinadas de relleno usadas en, 295
Presa Twin Buttes detalles, 525
Preservación del paisaje, especificaciones para, 821
Presión del suelo (empuje de tierras),
activa, definición, 749
coeficiente, definición, 745
definición, 749
muros de contención, 727
pasiva, definición, 749
Presión de vapor, 511
Presión del agua
externa, 380
interna (ver también Subpresión), 384-385
Presión del hielo
en la toma de estructuras de desagüe, 542
en presas de gravedad de hormigón, 385
Presión hidrostática (cargas)
definición, 758
en canalización de hormigón, 739
en paredes de retención, 727
en presas de gravedad de hormigón, 628
Presión intersticial en el poro (- fluido o - agua), 117,288
definición, 758
en presas de gravedad de hormigón, 384
en terraplenes, 289
respecto a la compresibilidad de suelo cohesivo, 768
respecto a la consolidación de suelo cohesivo, 768
Presión subatmosférica
como es afectada por el radio de la coronación, 497
en coronaciones con perfil estricto (adaptado a la lámina vertiente), 450,452
en coronaciones controladas, 451-455
en coronaciones de vertederos en pozo (Morning Glory) , 490
en vertederos conductos, 510
para vertedero en ojiva, 424
para vertederos sin compuertas, 451,452
permitida en conductos en presión, 511
Presión, definición, (ver también Presiones subatmosféricas), 758
Presiones de carga
aceptables para zapatas, 727
definición, 744
Presiones negativas (ver Presión subatmosférica)
Prevención de goteo por membranas en las presas de escollera, 359-373
Problemas geotécnicos para la seguridad de la presa, 613,624-625
Procedimientos de operación normales (SOP's) para el mantenimiento y funcionamiento de presas, 599,600,610,624
Proctor, R.R., 766
Propiedades del hormigón,
docilidad, (ver también Docilidad del hormigón)
durabilidad, (ver también Durabilidad del hormigón), 787-791, 793
efecto de puzolanas en, 796
efecto del aire contenido en, 792
efectos del curado, 791
para presas de gravedad de hormigón, 377,378
pruebas para, 920,921
resistencia, (ver también Resistencia del hormigón), 791,794,796
resistencia a la abrasión, 791
resistencia a la erosión, 790,791
resistencia al deterioro químico, 788-790, 794
Proporción de agua-cemento
ajuste de proporciones en la mezcla de ensayo, 809
efecto de aire contenido en, 792
efecto de graduación del árido en, 797
efecto en la resistencia a los agentes químicos, 788
en los cálculos de dosificación , 804,806,809
para el máximo de durabilidad del hormigón, 787-791
relación con la resistencia, 793,794
resistencia del hormigón para varias proporciones, 802

UDHCONECTA.COM

Protección suelo-cemento en el terraplén de la presa Cheney, 317,319
Protección de la pendiente aguas abajo, 320
Protección del talud de aguas arriba, 310
  con escollera colocada a mano, 315
  con escollera vertida, 313
  con pavimento de hormigón, 316
  con suelo-cemento, 317
  selección de tipo de, 311
Protección del talud, 310-320
  aguas arriba, (ver también Protección del talud aguas arriba), 310
  para terraplenes,
    aguas abajo, 320
    aguas arriba, 310
  pavimentado de hormigón, 316
  riprap, (ver también Escollera), 313-316
  suelo-cemento, 317
Proyecto
  consideraciones estéticas, 80
  planificación (ver Planificación)
Proyecto sísmico (ver también Terremotos y Seismotectónica)
  análisis, 629
  de presas de escollera, 358
  de presas de gravedad de hormigón, 386-391
  de presas de tierras, 304
  estudios sísmicos, 149,624
    radar, 624
    refracción y reflexión, 624
    resistividad, 624
    sismógrafo, 150,624
    velocidad de la onda de cortante, 624
  mapa de riesgos, 306
  para muros de contención, 727
Prueba del sulfato de sodio de inalterabilidad del árido grueso, 223,930
Pruebas de compactación
  definición, 750
  estándar de laboratorio, 116,117,220,222,766
  Proctor, 282,766,780,875
  prueba de campo, 778, 781
Puzolanas
  especificaciones del material, 914-915
  especificaciones para el manejo, 922
  para controlar las reacciones del álcali-árido, 788,789
  uso de, 378,796
Ranuras de anclaje
  en las aperturas de desvío a través de las presas de hormigón, 588
  en las juntas de contracción del hormigón, 404
  para los tapones del túnel, 589
Rasgos estructurales de los cimientos, 96
Reacción expansiva del hormigón, 789
Reactividad del álcali-árido en el hormigón, (ver también Áridos del hormigón), 788, 789, 799
Recubrimiento del túnel
  para túneles de desagüe, 536,566
  para túneles de desvío, 589
Regado
  de sedimentos, 661
  para pago de materiales de escollera, 356,357,779
Registros de sondeos, 195-211
  descripciones de muestras de roca, 208-211
  descripciones de suelo, 207-208
    lista de control, 206
  ficha de datos de sondeo, 203
  ficha de ensayo de penetración, 203
  formularios para, 199-207
  identificación de sondeos, 204
  zanjas para, 158
Rehabilitación, definición, 608
Rejillas
  barras de limpia, 541
  para desagües, 540
  pérdidas a través de, 548
  velocidad a través de, 541
Relación Altura-descarga (ver Curvas de descarga)
Relleno estabilizador en el pie de talud, 282,283, 780,781
Relleno impermeable
  especificaciones de compactación, 874
  especificaciones para, 874
Rellenos
  de lechada, 896
  de los componentes del vertedero, 518
  especificaciones, 874,875
  para desagües, 564
Rellenos estabilizados para cimientos saturados de presas de tierra, 282
  compactación de, 782
Resalto hidráulico, 704
  con relación al número de Froude, 705
  cuenco para descargas de desagüe, 542,583
  fórmula para, 704
  símbolos y características, 704

Resguardo
  afectado por los vertederos de emergencia, 416,417
  definición, 307
  para canales de descarga de vertedero, 463
  para cuencos de amortiguación, 476
  para presas de escollera, 357,362,369
  para presas de gravedad de hormigón, 403
  para presas de tierra, 307,309
    cantidad recomendada, 310
    mínimo, 310
    normal, 307
  para terraplenes de presa, 622
Resistencia a compresión
  compresibilidad (ver Compresibilidad del suelo)
  definición, 746
  del hormigón en presas de gravedad, 394, 395
Resistencia a la penetración, definición, 759
Resistencia del hormigón (ver Hormigón, resistencia)
  efectos de las puzolanas en, 796
  efectos del contenido de aire en, 792-793, 802,803
  efectos del curado en, 791,793
  media necesario para cumplir los requisitos de proyecto, 805
  pruebas para, 920
  relación con la proporción agua-cemento5, 793
  relación con la resistencia a la abrasión, 797
Resistividad eléctrica
  estudios, 152
  inspección dipolo-dipolo, 153
  sondeos, 153
Resistencia a tracción del hormigón en presas de gravedad, 395
Revestimientos
  en las especificaciones para cámaras de compuertas, 894,895
  en túneles, 536-538,566-567
    armado de, 566-567
    especificaciones para, 894
  para canales de aliviaderos, 414,515-518
  para fondo de cuencos amortiguadores, 515,518
Riesgo, definición, 607
Riprap
  colocación, 880
  colocación manual, 316
    comparación por descarga, 313
  criterio para, 89
  definición, 780
  especificaciones de cimiento, 877
  especificaciones para, 878-881
  fuentes (canteras), 879
  investigación de canteras para, 89
  mantenimiento de, 605
  muestras de, 184
  para el canal de desagüe río abajo,
  para los canales del vertedero, 422,423,519
  para protección del talud, 313-316
  proporción de fracaso de descarga y colocación manual, 311
  pruebas en laboratorio, 223
  requisitos de granulometría, 880
  roca descargada, 311,313
    construcción, 780
    límites de espesor y gradación, 315
    manto debajo, 315
    mejora sobre de colocación manual, 311
    peso unidad (densidad), 780
    requisitos para, 313,877,881
Roca (ver también Presas de escollera)
  ángulo de fricción, 352
  ángulo de reposo, 350
    definición, 742
  cementación, 124
  cimientos de , (ver también Cimientos), 234,780,769,770
  cimientos para presas de tierra, (ver también Cimientos de roca), 234
  clasificación y propiedades físicas de, 118-137
  colocación en presas de escollera, 356-357,358
  compactación para presas de escollera, 125,356-357
  definición, 760
  definición y tipos, 118
  depósitos, 846,847
  descripciones de características físicas de, 134
  descripciones de textura de, 125
  en la superficie de la presa, 349
  ensayos en, 348,349,350,364,365,367
  excavación, 838
  explosivos, 349
  extracción de piedra de una cantera, 349
    especificaciones para, 822
  gradaciones en las presas de escollera, 354,358
  ígnea, 121-123,126
  lecho de roca, 422,754
  metamórfica, 127,129,130,131,132
  métodos toma de muestras en, 194,195
  muestras y ensayo de, 194
    especificaciones para, 847
  nombres de unidades e identificación de, 133

UDHCONECTA.COM

para zonas de escollera en los terraplenes de presas, 780
propiedades ingenieriles de, 118-121,348,
recristalización, 125
relleno de escolera, 878
riprap (ver Escollera)
sedimentaria, 124-125,127,128,133
tamaño de la partícula, 350,351,352,354
tipos para presas de escollera, 348,349
Rocas ígneas, 121-123,126
Rocas metamórficas, 127,130,131
Rocas piroclásticas,132,133
Rocas sedimentarias, 124-127
características de, 125
clasificación de campo, 128
estratificación, 130
Rodillos
para la compactación de suelos, 766,771,777,778, 780,781
especificaciones para, 859-862

Sección máxima de la presa Dry Falls, 325
Sección principal de la presa Howard Prairie, 328
Sección principal de la presa Lovewell, 329
Sección principal del embalse de regulación Lubbock, 331
Sedimentación
factores de influencia en, 633-634
índice, 649
principios básicos de, 633
uso de modelos para simulación de, 634
Sedimentación en la llanura de inundación, 140
Sedimento (limo) (ver también Sedimentación y Suelo)
cimientos para presas de tierra, 277-287
definición, 755,833
diferencia de las arcillas,111
ensayo de dilatancia, 110
especificaciones, 833
identificación de, 111-113,114
presión en presas de gravedad de hormigón, 386
propiedades ingenieriles de, 110
tamaño de la partícula de, 105,111,
SEED (ver Evaluación de la seguridad de presas existentes)
Seguridad (ver Seguridad de la presa)
Seguridad de presas, 607-630
análisis técnicos de, 613-630
archivos (documentación), 611,612
base de datos de seguridad de presas (SOD), 613
clasificaciones de seguridad globales, 614
problemas estructurales, 626-630
problemas geológicos, 623
problemas geotécnicos, 624-626
problemas hidrológicos/hidráulicos, 621-622
problemas sismotectónicos, 623-624
valoración de riesgo aguas abajo (clasificación), 614-621
corrección de deficiencias, 630
de nuevas presas, 609,610
de presas existentes, 610
deficiencias potenciales, 608,614,623,630
definición de actividades, 607-609
durante el funcionamiento y mantenimiento, 610
durante la construcción, 609-611
elección del emplazamiento, 623
evaluaciones de seguridad de presas existentes (ver Evaluación de la seguridad de presas existentes)
exámenes periódicos y evaluaciones de, 611,612,613
guías federales para, 609
preparación de planes de emergencia (EPP), 608,610
principios y conceptos, 609-611
prioridad de, 607
programa (planificación) para, 607,609-614
Seismotectónica (ver también Terremotos y diseño Sísmico)
análisis para la seguridad de la presa, 613,623,625
Selección de tipo de presa, 71-81
efecto según su función, 71
influencia de factores físicos, 77-80
influencia de la estética, 81
influencia de restricciones legales, 80
Selección del emplazamiento de la presa por seguridad, 623-624
Sensores remotos, 94,102
fotografía aérea (ver la Fotografía aérea)
fotografía del satélite y sensores, 102-104
para datos hidráulicos, 707
para el análisis geológico, 623
Sherman, Leroy K., 34
Siembra de taludes, (ver también Vegetación), 320
especificaciones para, 967-971
Sifonamiento, 246
causado por las fuerzas de filtración, 246,247
definición, 761
erosión del subsuelo causado por, 247
prevención en presas de escollera, 346,362
roturas causadas por, 246

Símbolos
de mecánica del suelo, 741-763
hidráulicos, 677-680
Símbolos hidráulicos, definición, 677-680
Sistema de clasificación de textura
descripciones para rocas ígneas, 125
para tipos de suelo, 101
triángulo de suelos,100
Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, 95,105,114
Sistemas de monitorización de placas de asiento, 178
Sondeos
de taladro,161,164,165
ensayo de penetración, 164
registros, 199-206
rotatorio, 168
taladro Kelly , 172
tipos de, 167-181
Soporte de la pantalla en una presa de escollera, 354
Subbase, definición, 761
Subpresión
afección en los canales de vertedero, 515,516
definición, 761
Subpresión debajo de las presas de gravedad de hormigón (ver también Cimientos para presas de hormigón y presión de agua)
cálculo de, 384,397-402
en cimientos de roca, 385
en cimientos permeables, 385
presión del poro, 384
reducción de, 384-385
Suelo
características ingenieriles de, 115
clasificación de (ver Clasificación de suelos)
cohesivo (ver Suelos cohesivos)
compactación (ver Compactación de terraplenes)
compresibilidad de, 111
consistencia, 109
consolidado, 117
curva granulométrica, (ver también Gradación, granulometría), 108
definición, 761
depósitos eólicos, 145
depósitos glaciales, 144
descripciones de los registros de sondeos, 207,208
determinación del peso de unidad de colocación (densidad), 215
efecto de la naturaleza del suelo en la escorrentía (ver Escorrentía)
efecto en cuencas hidrográficas, 30,34,48-50,61
en terraplén de presas, 765,784
ensayos de, 182-195
estabilización
definición, 751
de materiales del terraplén, 781
grupos basados en la capacidad de infiltración, 50
humedad (ver Contenido de humedad y control de humedad)
lista de control para la descripción de, 206
mapas de (ver Mapas, suelo agrícola)
no cohesivo (ver Suelos no cohesivos)
para materiales de construcción (ver también Materiales para construcción de presas), 85,88
perfil, definición, 756
permeabilidad de, 118,119,211
peso unitario (ver Peso unidad)
propiedades de los componentes, 95
propiedades medias de, 116-117
pruebas en (ver Ensayos de suelo en laboratorio)
resistencia, 210
resistencia a cortante, 117-118
suelo residual, 145
suelos fluvial-lacustres, 137
tasa de infiltración, 50
tipos definición, 741-763
Suelo-cemento
definición, 761
especificaciones para, 992-998
para protección del talud río arriba, 317-319
Suelos cohesivos
compactación de, 768, 774
definición, 761
fuerza cortante para, 768
propiedades ingenieriles en, 766-774
terraplenes de, 774
Suelos fluvial-lacustres, 137
Suelos no cohesivos (drenaje-libre)
definición, 761
usos para, 769
Suelos orgánicos, 106
definición, 761
identificación de, 114
limpieza para la preparación del cimiento, 770
Suelos residuales
definición, 761
Superficie de explanación, definición, 761
Superficie freática (línea), 290,291
definición, 755

UDHCONECTA.COM

situación en los terraplenes, 624
Superficies de hormigón
colocación de, (ver también Colocación de hormigón), 814
pantalla de impermeabilización para presas de escollera, 360
para protección del talud aguas arriba de presas de tierra, 315, 316

Tablestacas
de acero para ataguías, 596
para pantallas, 250
Taladro del sondeo, registro geológico de, 200-201
Taladro Kelley, 172-173
Taladro rotatorio, (ver también Registros de sondeos), 168
Taladros de barrena, 161-167
ejemplo de, (ver también Registros de sondeos), 182,187
taladro de barrena helicoidal, 161
taladro de barrena hueca, 166,167
tipos de, 161-167
Taladros de cable, 178
Taladros de drenaje, 403
Taladros de perdigones o de corona dentada, 181
Taladros reversibles, 187
Tablestacas de acero para ataguías, 596
Taludes
abocinamientos en los taludes, 321,321
para presas de tierra, 295
terraplén, (ver también Talud del terraplén), 295,
Taludes de las presas (ver también Taludes de terraplén)
presa de escollera, 350,353,358,361
presas de gravedad de hormigón, 403
terraplén de la presa, 303
Taludes del terraplén,
abocinamiento de, a los estribos, 321
análisis de estabilidad, 629
diseño de, 295
efecto de desembalse rápido en, 295,296
pantallas tipo en presas de tierra, (ver también Pantallas en presas de tierra), 296
para cimientos, 770
para presas de escollera, 350,353-357,361
para presas de tierra, 782
presas de tierra, 295-304
Trampolín sumergido, 476-481
Tapón de hormigón
en canalización auxiliar de desvío, 590
en túneles de desvío, 588, 589, 592
Telemetría hidrometeorológica, 603
Tensión, definición, (ver también Cortante), 762
Teorema de Bernoulli (ecuación)
definición, 460
ecuaciones para, 546,680,689,696
ecuaciones para el flujo libre en canales, 460
para el flujo de canales, 544
para el flujo en aliviaderos de orificio, 504,507
para el flujo en cauces abiertos, 460, 696
para el flujo en cauces naturales, 707
para el flujo en sistemas tuberías cerradas, 546
para el flujo en tubería de presión, 696
para el flujo en vertederos de canal lateral, 458
Teoría de Coulomb (ecuación),117,290,727
de presión activa del suelo, 514
Teoría de Marston de presiones del terraplén, 574-575
definición, 574-575
ecuación, 733
para cálculos de cargas en el terraplén, 731
Terraplén de presas (ver también Presas de tierra y Presas de escollera)
Terraplenes
análisis de estabilidad estática, 625,626
construcción de (ver Construcción del terraplén)
para presas de escollera (ver Terraplenes para presas de escollera)
para presas de tierra (ver Terraplenes para presas de tierra)
resistencia al deslizamiento, 345
Terraplenes para presas de escollera, (ver Pantallas para presas de escollera), 287,348-358
construcción de, 355,356,357,780
detalles de la coronación, 356
emplazamiento de la zona de escollera, 356,357,358
pendientes, 350,353
secciones, 350,353,354,357
secciones típicas, 350-356
selección de materiales de roca, 348,349,350
zonas no determinadas, 348
Terraplenes para presas de tierra,
análisis de estabilidad, 292
basados en ensayos de suelo, 766
consideraciones fundamentales, 287
construcción de, 774-778
detalles, 304
diseño, 293
diseño de la coronación, 304

ejemplos de diseño, 324
especificaciones,
filtración, 290
pendientes, diseño de, (ver también Pendientes del terraplén), 295
presión del poro, 288
protección de la pendiente para, 310-319
aguas abajo, 320
aguas arriba, 310
resguardos, 307
situación de los desagües, 532
uso de materiales excavados para, 293,294,298
variables afectadas mas importantes, 774
zonas para cimientos permeables, 259
zonificación (ver Presas de tierra divididas en zonas)
Terremotos (ver también Diseño Sísmico y Sismotectónico)
análisis, 629
aumento en la presión del agua de, 387
carga potencial, 623
cargas en muros de retención, 727
efectos en la selección del tipo de presa, 80
efectos en presas de gravedad de hormigón, 386,391
efectos en terraplenes, 304
máximo terremoto posible (MCE), 609,623,627, 628,629
para presas de gravedad de hormigón, 386,390
movimientos del suelo y aceleraciones, 629
ola (seiche), 623,626
producido en el embalse, 390
terremoto base de diseño (DBE), 629
para presas de gravedad de hormigón, 386,390
terremoto base operativo (OBE), 629
para presas de gravedad de hormigón, 386,390
Terzaghi, Karl, 261,262,288
Tiempo de retardo
hidrograma unidad, 35,36,3741-53
datos para varias regiones, 41,43,47,49,52
las relaciones para varias regiones, 39,42,45,48,51
Tierra vegetal
definición, 762
especificaciones para, 967
Tipos de pantalla para presas de tierra, 227, 296
condiciones para selección, 296
descripción, 227,296
limitaciones de, 227
materiales para, 227,296
pendientes de, 296
Tipos de presas (ver también Clasificación y tipo de presa)
descripción de, 71-77
efecto de la rotura, 617
elección de, 71-81
heterogénea o con zonas, 231
homogéneas, 228
homogéneas modificadas, 230,231
presa de escollera, 75,
presa no vertedero, 72
presas arco de hormigón, 76
presas con pantalla, 227
presas de acero estructurales, 77
presas de almacenamiento, 71
presas de contrafuerte de hormigón, 76
presas de desvío, 71
presas de gravedad de hormigón, 76,377-379
presas de infiltración, 71
presas de madera, 77
presas de retención de sólidos, 71
presas de retención, 71
presas de tierra, 71,227
presas vertedero, 72,79
Toba, definición, 833
Toma de muestras Denison, 193
Toma de muestras huecas, 191
Toma de muestras Pitcher, 193
Topografía
influencia en la selección de estructuras accesorias, 77
influencia en la selección del tipo de presa, 77,78
Tormentas (ver también Precipitación Máxima Probable)
antecedente, 51,61
caudal de base, 61
curva envolvente, 64-67
tormenta máxima probable, 31-34,39,51,61,62,63
Trampolín dentado, 480
Transiciones
en canales del vertedero, 463,491
en las salidas de las canalizaciones, 553
en transiciones de salida, 553
pérdidas en conductos de desagüe, 550,553
Transiciones de contracción en conductos, 549
Trayectoria del flujo en los trampolines, 463
Tubería de desvío
con desagües, 528,529
para el desvío durante la construcción, 587

UDHCONECTA.COM

Tubería de drenaje
especificaciones para, 982-989
metal corrugado, 848
para presas de tierra homogéneas, (ver también Drenaje), 229
Tubería de drenaje de hierro colado, 988
Tubería de hormigón (ver también Tubería de hormigón prefabricado y canalización de hormigón fabricado in situ)
detalles de junta de control para, 575
detalles de junta para, 576
referencias de especificaciones para, 734
requerimientos para espesor de muros y armado, 734-739
Tubería prefabricada de hormigón , 730
anillos de corte para, 574,731
apoyos para, 565,568
especificaciones para, 886-894
armado para tubería de presión, 734-737
diseño de, 731-734
espesor de la pared para tubería de presión, 734-737
juntas, 756,731
solera de, 573
Túneles
armado de, 566-567
circular, 570
drenaje alrededor de, 568
especificaciones de construcción para, 881-897
especificaciones de la excavación para, 883
formas de, 537
herradura, 571,572
lechada alrededor de, 567
no revestido, 589
cierre de, 589,590
tapón de hormigón en, 589,590
para el desvío durante la construcción, 586-589
para la exploración, 158
para los desagües, 536,566-568
para vertederos, (ver también Vertederos de conducto enterrado), 428,511
recubrimiento para, 536,566
revestido, 589
Turba, definición, 762
Turnbull, W.J., 250

Unión (contacto)
entre el cimiento de roca y la presa de gravedad de hormigón, 392
entre tongadas de terraplén compactado, 770-775
Uso recreativo
baño, 22
camping, 24
caza, 23
centro de visitantes, 23
consideraciones medioambientales, 5,22,23
efectos en el embalse, 22
efectos en la selección de tipo de presa, 80
excursiones, 23
mantenimiento de instalaciones, 24
pesca, 5
planificación para los medios, 22-24
remo, 9,22
seguridad, 24,604

Vacío
definición, 753
índice, definición, 754
Valoración potencial de rotura, 608
Válvulas (compuertas) para los desagües, 537,539,550
Vegetación
efecto en el embalse, 633
efecto en las cuencas de drenaje, 30,49
especificaciones para el control de,
especificaciones para protección de,
Velocidades y calados conjugados en el resalto hidráulico, 465
Vertedero auxiliar de la presa Hyrum, 427
Vertedero de coronación (ver Coronación de vertederos)
Vertedero en laberinto de la presa de Ute, 427
Vertedero en pozo (ver Aliviaderos de caída)
Vertedero Morning glory (vertedero en pozo), 429,487-504
Vertedero principal
combinado con vertedero auxiliar, 414
componentes, 420
coronaciones sin compuertas, 435
tipos, 423
Vertederos
auxiliar (ver Vertederos auxiliares)
canal abierto, 427,461
canal lateral, (ver también Vertedero de canal lateral), 424,453-457
canales de desagüe para, 422
canales de descarga para, (ver también Canales de descarga para vertederos), 421,459-463
canales de entrada para, 422
canalización para, 428,511

capacidad (ver Capacidad del vertedero)
características de la salida, 414
cascada (ver Vertederos de cascada)
clasificación de, 423
combinado con desagüe, 529,531
componentes, 420-423
con aspectos relacionados con hidrología/hidráulica, 622
con conducto cubierto,
con dientes (cascada), 430
control para, 427,435-437,451,452
coronación (ver Coronación de vertederos)
costes de construcción, 80
cuenco amortiguador, 422,423,481,542,554
datos de diseño estructurales y detalles para, 513-518,727-740
de caída libre, 423,483-487
de pared vertical, 423,483-487
desbordamiento, 414,424
diseño de avenidas, (ver también Diseño de avenida de entrada), 417
diseño para presas de escollera, 360
efecto en la selección del tipo de presa, 79
emergencia, 416
en ojiva, 424
en pozo, (ver también Vertederos en pozo), 429,487-497
estructuras de control para, 420,438-459
estructuras terminales para, (ver también Estructuras terminales), 421,457-481
frecuencia de uso, 407
función de, 407
hidráulica de flujo en, 680
laberinto, 425-427
inspección, 600
lista de control, 601,1002,1003
mantenimiento, 601
morning glory, (ver también Vertederos en pozo), 487-497
pantallas para, 518
pozo, (ver también Vertedero de pozo), 428
problemas asociados con, 79
revestimiento del cauce para, (ver también Revestimientos), 515
selección de diseño, 417
selección de tamaño y tipo, 414-417
servicio, (ver también Vertederos de auxiliares), 414,417-437
sifón, 435
tamaño de, 79,414
tipos, 423-435
túneles para, 428,511
utilización de, 80
Vertederos auxiliares, 414-416, 420
diques fusibles para, 414-416
plantas y secciones de, 418-419
Vertederos con la forma del vertido, 424,438
hidráulica de, 438-453
Vertederos con rápida, 408, 427
diseño hidráulico de canales de descarga, 459
Vertederos de caída libre (pared vertical), 423-424,483-486
cuenco de bloque de impacto para, 484,485
cuencos para resalto hidráulico, 483
ejemplo de diseño, 486
hidráulica de, 483-485
para las cabezas pequeñas, 425
Vertederos de canal lateral, 424-425,453-459
características de flujo, 456
descripción, 423
determinación del perfil de la superficie del agua, 455
diseño ejemplo, 457
disposición con cuenco amortiguador, 426
hidráulica de, 453-459
solera de, 455
tipo pico de pato, 419,425
Vertederos de canales abierto (ver los Vertederos en cascada)
Vertederos de laberinto, 425-427
Vertederos de sifón, 435
Vertederos en túnel, (ver también Vertederos de conducto enterrado), 428,511
Vertederos, 424
Veteado de minerales, 120
Volumen de almacenamiento respecto a la capacidad del vertedero, 409,415

Zanja de lechada de impermeabilización en la presa de Duncan Lake, 256
Zanja principal, 233,234
Zanjas
pantalla para presas de escollera, 359
para exploraciones de la subsuperficie, (ver también Registros de ensayos), 158
Zanjas de lechada
especificaciones para, 837
uso de, 239

UDHCONECTA.COM

_ventajas y desventajas, 239,240
Zanjas de lechada de corte, 252
Zapatas
  definición, 763
  valores de la presión aceptables para, 727,730,744
Zonas
  de escollera en presas de tierra, 780
  de terraplenes, 74,300-303, 773,774-781
    especificaciones para, 863,865,868,870,873
  impermeable, 775