

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 \(Convenio Institucional\)](#)

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

4ta. EDICION

Teodoro E. Harmsen



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FONDO EDITORIAL 2005**

Diseño de estructuras de concreto armado

Primera edición: marzo de 1997

Segunda edición: marzo de 2000

Tercera edición: octubre de 2002

Cuarta edición: setiembre de 2005. Tiraje, 1000 ejemplares.

Diagramación: Christian Sáenz

© Teodoro E. Harmsen 2005 por el Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
Plaza Francia 1164, Lima.

Telefax: 3307405; teléfonos: 3307410 - 3307411.

Correo electrónico: feditor@pucp.edu.pe

Portal URL: www.pucp.edu.pe/publicaciones/fondo_ed/

Prohibida la reproducción de este libro por cualquier medio, total o parcialmente, sin permiso expreso de los editores.

Derechos reservados

ISBN: 9972-42-730-7

Depósito Legal: 2005-6209

Impreso en el Perú - Printed in Peru

Contenido

1. Introducción

1.1	Historia del concreto armado	1
1.2	Ventajas y desventajas del concreto armado frente a otros materiales	2
1.2.1	Ventajas del concreto armado frente a otros materiales	2
1.2.2	Desventajas del concreto armado frente a otros materiales	3
1.3	Métodos de diseño	3
1.4	Métodos de diseño propuestos por el código del ACI	4
1.4.1	Combinaciones de cargas	6
1.4.2	Reducción de resistencia	8

2. Materiales

2.1.	El Concreto y sus componentes	11
2.1.1	Cemento	11
2.1.2	Agregado fino o arena	12
2.1.3	Agregado grueso o piedra	13
2.1.4	Agua	13
2.1.5	Aditivos	15
2.1.6	Fibras	16
2.2	Mezclado, transporte, colocación y curado del concreto	17
2.2.1	Mezclado del concreto	17
2.2.2	Transporte y colocación del concreto	17
2.2.3	Curado del concreto	18
2.3	Resistencia del concreto	22
2.3.1	Resistencia del concreto ante sollicitaciones uniaxiales	22
	Resistencia del concreto a la compresión	22
	Resistencia del concreto a la tracción	25
2.3.2	Resistencia del concreto al esfuerzo cortante	27
2.3.3	Resistencia del concreto ante sollicitaciones biaxiales y triaxiales	27
2.3.4	Resistencia del concreto a los ataques	28
2.4	Propiedades mecánicas del concreto	30
2.4.1	Relación esfuerzo-deformación del concreto a compresión	30
2.4.2	Módulo de Poisson	33
2.4.3	Módulo de corte	33
2.5	Variación en el volumen del concreto	34
2.5.1	Variaciones de volumen por contracción de fragua	34
2.5.2	Deformación plástica o creep	36
2.5.3	Variaciones de volumen por temperatura	37
2.6	Concreto sometido a cargas de compresión repetidas	38
2.7	El acero	39
2.7.1	Varillas corrugadas y alambres	39
2.7.2	Mallas electrosoldadas	41

2.7.3	Tipos especiales de acero de refuerzo	42
2.8	Propiedades mecánicas del acero	42
2.8.1	Relación esfuerzo-deformación del acero	42
2.8.2	Coefficiente de dilatación térmica	43
2.8.3	Maleabilidad	43
2.9	Oxidación del acero	44
2.10	Fatiga del acero	44
2.11	Soldadura del acero	44

3. Nociones preliminares

3.1	Mecanismo de adherencia entre refuerzo y concreto	45
3.2	Recubrimiento y espaciamiento mínimo del refuerzo	48
3.2.1	Recubrimiento mínimo del acero	48
3.2.2	Espaciamientos mínimos entre varillas	50
3.3	Longitud de anclaje o desarrollo del refuerzo	51
3.3.1	Longitud de anclaje en varillas de acero en tensión	51
	Anclaje de mallas electrosoldadas en tracción	54
3.3.2	Longitud de anclaje en varillas de acero en compresión	55
3.4	Ganchos estándar	56
3.5	Empalmes de varillas	60
3.5.1	Empalme traslapado	60
	Empalmes a tracción	61
	Empalmes a compresión	62
3.5.2	Empalmes soldados y empalmes mecánicos	63
3.5.3	Empalmes a tope	65
3.6	Paquetes de varillas	65
3.7	Tuberías empotradas en estructuras de concreto armado	66
3.8	Tolerancias	67
3.9	Juntas de construcción	67

4. Carga axial

4.1	Introducción	69
4.2	Compresión pura en elementos de concreto armado	69
4.3	Aplastamiento en elementos de concreto armado	72
4.4	Tracción pura	73

5. Flexión pura

5.1	Comportamiento de una viga de concreto armado sometida a flexión	79
5.2	Hipótesis básicas para el estudio de elementos sometidos a flexión según el código del ACI	82
5.3	Tipos de falla de los elementos sometidos a flexión	83
5.4	Análisis de elementos de sección rectangular con refuerzo en tracción sometidos a flexión	85
5.4.1	Análisis de una sección rectangular con comportamiento dúctil	85
5.4.2	Determinación de la cuantía balanceada o cuantía básica	86
5.4.3	Cuantía mínima de refuerzo	88
5.5	Diseño de una sección rectangular con refuerzo en tensión	90
5.6	Análisis de elementos de sección rectangular con refuerzo en compresión sometidos a flexión	93
5.6.1	Análisis de una sección rectangular con refuerzo en compresión	94

5.6.2	Determinación de la cuantía básica	96
5.7	Diseño de una sección rectangular con refuerzo en compresión	97
5.8	Análisis de elementos de sección T sometidos a flexión	98
5.8.1	Análisis de una sección tipo T con falla dúctil	101
5.8.2	Determinación de la cuantía básica	103
5.8.3	Cuantía mínima de secciones T	103
5.9	Diseño de una sección T	103
5.10	Corte del refuerzo y Desarrollo del refuerzo longitudinal	105
5.10.1	Desarrollo del refuerzo positivo en elementos sometidos a flexión	108
5.10.2	Desarrollo del refuerzo negativo	110
Ejemplos	111

6. Esfuerzo Cortante y Tracción Diagonal

6.1	Introducción	129
6.2	Análisis de una viga de concreto armado sometida a fuerza cortante	129
6.2.1	Comportamiento de una viga sin refuerzo en el alma	133
6.2.2	Comportamiento de una viga con refuerzo en el alma	135
6.3	Diseño de elementos prismáticos sometidos a fuerza cortante según el código del ACI	137
6.3.1	Resistencia del concreto a la fuerza cortante	139
6.3.2	Tipos de refuerzo transversal	142
6.3.3	Resistencia al corte aportada por el acero transversal	144
6.3.4	Requerimientos mínimos de refuerzo	146
6.3.5	Espaciamiento máximo del refuerzo transversal	147
6.3.6	Aporte máximo del refuerzo transversal a la resistencia al corte	149
6.4	Vigas peraltadas	149
6.4.1	Diseño por flexión de vigas peraltadas	150
	Para vigas simplemente apoyadas	151
	Para vigas continuas	151
6.4.2	Diseño por corte de vigas peraltadas según el código del ACI	152
6.5	Corte-fricción	153
6.5.1	Diseño de elementos sometidos a corte-fricción según el código de ACI	155
6.6	Consolas	158
6.6.1	Diseño de consolas según el código del ACI	158
6.6.2	Otras consolas	161
Ejemplos	162

7. Torsión

7.1	Introducción	173
7.2	Comportamiento de elementos de concreto armado sometidos a torsión	173
7.2.1	Elementos de concreto armado sin refuerzo en el alma	174
7.2.2	Elementos de concreto armado con refuerzo en el alma	176
	Teoría de la flexión asimétrica	176
	Teoría de la armadura	179
7.3	Diseño de elementos sometidos a torsión según el código del ACI	183
7.3.1	Resistencia a la torsión aportada por el acero	186
Ejemplos	189

8. Control de las condiciones de servicio

8.1	Control de deflexiones	199
8.1.1	Método del ACI para el control de deflexiones	200
8.1.2	Cálculo de deflexiones	201
	Deflexión instantánea	202
	Deflexión a largo plazo	206
8.2	Control de rajaduras	207
8.2.1	Ancho de las fisuras	208
8.2.2	Vigas de gran peralte	209
	Ejemplos	211

9. Vigas y losas armadas en una dirección

9.1	Métodos de análisis	215
9.2	Método de los coeficientes del ACI	217
9.2.1	Limitaciones	217
9.2.2	Coefficientes de diseño	217
9.3	Alternancia de cargas	220
9.4	Redistribución de momentos	222
9.5	Vigas simplemente apoyadas y vigas continuas	226
9.6	Losas macizas armadas en una dirección	227
9.6.1	Refuerzo por contracción y temperatura	228
9.6.2	Aberturas en losas	228
9.7	Losas nervadas o losas aligeradas	228
9.7.1	Recomendaciones del código del ACI referentes a las losas nervadas	231
9.8	Escaleras	234
9.9	Requisitos de integridad estructural (ACI-7.13)	239
	Ejemplos	240

10. Columnas

10.1	Introducción	251
10.2	Análisis y diseño de columnas cortas de concreto armado	251
10.2.1	Análisis de columnas cortas sometidas a compresión pura	251
10.2.2	Análisis de columnas cortas sometidas a flexo-compresión	252
10.2.3	Diseño de columnas cortas de concreto armado	258
	Limitaciones del refuerzo en miembros a compresión	259
10.3	Detalles del diseño de columnas	260
10.3.1	Columnas con estribos	261
10.3.2	Columnas con refuerzo en espiral	262
10.3.3	Cambios de sección en columnas	263
10.3.4	Empalme del refuerzo longitudinal de columnas	264
10.3.5	Transmisión de cargas a través de los pisos	265
10.4	Columnas esbeltas	265
10.4.1	Columnas esbeltas sometidas a flexo-compresión	265
10.4.2	Columnas esbeltas de concreto armado	270
10.4.3	Análisis de Pórticos	272
10.5	Diseño de columnas esbeltas de concreto armado según el código del ACI	274
10.5.1	Método de amplificación de momentos	274

Método de amplificación aplicado columnas de pórticos sin desplazamiento horizontal	276
Método de amplificación aplicado columnas de pórticos con desplazamiento horizontal ..	278
10.6 Diseño de columnas de concreto armado sometidas a flexión biaxial	281
10.6.1 Método de Bresler o de la carga recíproca	282
10.6.2 Método del contorno de carga	284
Ejemplos	289

11. Muros

11.1 Refuerzo mínimo en muros	301
11.2 Muros de concreto armado	303
11.2.1 Compresión y flexo-compresión en muros de concreto armado	303
Método empírico	303
Método general de diseño de muros	304
11.2.2 Esfuerzo cortante en muros de concreto armado	306
Esfuerzo cortante generado por cargas perpendiculares al muro	306
Esfuerzo cortante generado por cargas paralelas a la cara del muro	307
11.2.3 Diseño alternativo de muros esbeltos	309
Ejemplos	313

12. Cimentaciones

12.1 Introduccion	319
12.2 Tipos de cimentaciones	320
12.3 Presión del suelo	321
12.3.1 Cimentación con carga excéntrica	321
12.4 Consideraciones generales para el diseño	324
12.5 Zapatas aisladas	324
12.5.1 Determinación de la presión neta del suelo y dimensionamiento de la zapata	325
12.5.2 Reacción amplificada del suelo	326
12.5.3 Verificación del corte	326
Corte por flexión	328
Corte por punzonamiento	329
12.5.4 Refuerzo longitudinal por flexión	330
12.5.5 Verificación de la conexión columna-zapata o muro-zapata y desarrollo del refuerzo	331
12.6 Zapatas de muros	333
12.7 Zapatas sobre pilotes	334
12.8 Zapatas combinadas	336
12.9 Zapatas conectadas	341
12.10 Pilotes	343
12.10.1 Pilotes de madera	343
12.10.2 Pilotes de acero	343
12.10.3 Pilotes de concreto	344
Pilotes fabricados "in situ" mediante tubos recuperables	344
Pilotes fabricados "in situ" con tubos no recuperables	344
Pilotes perforados	344
Pilotes prefabricados de hormigón armado e hincados	346
Pilotes pretensados	346

Pilotes prefabricados de hormigón armado y roscados	346
Ejemplos	348

13. Muros de sostenimiento

13.1 Introducción	363
13.2 Cargas que actúan sobre los muros de sostenimiento	364
13.2.1 Empuje del suelo	365
13.2.2 Peso del relleno	366
13.2.3 Reacción del terreno	367
13.2.4 Fricción en la base	367
13.2.5 Sobrecarga en el relleno	367
13.2.6 Subpresión	368
13.3 Criterios de estabilidad	368
13.4 Drenaje	370
13.5 Muros de gravedad	371
13.6 Muros en voladizo	372
13.7 Muros con contrafuertes	376
13.8 Muros celulares	379
13.9 Muros de sótano	380
Ejemplos	382

14. Concreto simple

14.1 Criterios de diseño	395
14.2. Muros de concreto simple	397
14.2.1 Limitaciones	397
14.2.2 Método empírico	398
14.3. Pedestales	398
14.3.1 Datos de concreto zunchado	399
14.4 Zapatas	401

15. Losas Armadas en dos direcciones

15.1 Introducción	403
15.2 Tipos de losas armadas en dos sentidos	404
15.3 Criterios para el dimensionamiento de losas armadas en dos sentidos	404
15.3.1 Espesor mínimo de la losa	405
15.3.2 Ábacos o paneles	408
15.3.3 Capiteles	408
15.4 Diseño de losas armadas en dos direcciones según el joint comitee ASCE-ACI 1940	409
15.5 Principios generales para el diseño de losas armadas en dos direcciones según el código del ACI	411
15.6 Método directo	414
15.6.1 Limitaciones del método directo	415
15.6.2 Determinación del momento total estático	416
15.6.3 Distribución de los momentos positivos y negativos	417
15.6.4 Distribución de los momentos en la franja de columna y en la franja central.....	419
Momento negativo interior	419

	Momento negativo exterior	419
	Momento positivo	420
15.6.5	Momentos en las columnas	421
15.7	Método del pórtico equivalente	422
15.7.1	Características geométricas de los elementos del pórtico equivalente	423
	Elementos horizontales: losas y vigas	423
	Columnas	424
	Elementos de rigidez torsional	424
15.7.2	Alternancia de cargas vivas	429
15.8	Transmisión de cargas de la losa a los elementos verticales	430
15.8.1	Transferencia del corte en losas con vigas y en losas sin vigas	430
	Losas con vigas	430
	Losas sin vigas	431
15.8.2	Refuerzo de corte en losas armadas en dos direcciones	434
15.8.3	Transferencia del momento flector de la losa a la columna	438
15.9	Consideraciones finales para el diseño de losas armadas en dos sentidos	442
15.9.1	Aberturas en la losa	442
15.9.2	Refuerzo	443
15.10	Diseño de refuerzo de corte en losas armadas en dos direcciones según el reglamento canadiense	445

16. Estructuras sometidas a la acción de cargas sísmicas

16.1	Introducción	449
16.2	Requerimientos generales para el diseño de estructuras dúctiles	451
16.2.1	Análisis de la estructura	452
16.2.2	Factor de reducción de resistencia	452
16.2.3	Materiales	453
16.2.4	Empalmes	453
16.2.5	Anclajes	454
16.3	Estructuras ubicadas en regiones de alto riesgo sísmico	454
16.3.1	Elementos que resisten cargas inducidas por sismo	454
	Elementos sometidos a flexión	454
	Elementos sometidos a flexión y carga axial	458
	Nudos	462
	Desarrollo del refuerzo en tensión	466
	Muros especiales de concreto armado y vigas de conexión	467
	Elementos de bordes en muros especiales de concreto armado	471
	Diafragmas estructurales y tijerales	474
	Fuerza cortante en diafragmas	475
	Elementos de borde en diafragmas	475
16.3.2	Cimentaciones de estructuras asísmicas	476
	Vigas de cimentación y losas sobre terreno	476
	Pilotes, pilares y caissons	476
16.3.3	Elementos que no resisten cargas inducidas por sismo	477
16.4	Estructuras en regiones de riesgo sísmico moderado	479
16.5	Concreto simple en estructuras asísmicas	481

17. Estructuras compuestas

17.1 Vigas compuestas de acero y concreto	483
17.1.1 Resistencia a la flexión de la pieza	484
17.1.2 Conectores de corte	488
Método del AISC	489
Método del AASHTO	491
17.2 Columnas compuestas de acero y concreto	493
17.2.1 Columnas compuestas por perfiles tubulares	494
17.2.2 Columnas compuestas con refuerzo en espiral	495
17.2.3 Columnas compuestas con estribos	496
17.3 Elementos compuestos de concreto sometidos a flexión	496
17.3.1 Esfuerzo cortante horizontal	497

18. Tanques

18.1 Consideraciones generales para el diseño	502
18.1.1 Recubrimiento del refuerzo	502
18.1.2 Método de diseño a la rotura	503
18.1.3 Control de rajaduras	503
18.1.4 Juntas y detallado de las uniones	503
18.2 Análisis de tanques rectangulares y circulares	504
18.2.1 Tanques rectangulares	504
18.2.2 Tanques circulares	506
18.3 Tanques enterrados	506
18.4 Tanques superficiales	508
18.5 Tanques elevados	509
18.5.1 Diseño de la cuba	509
18.5.2 Diseño de la estructura portante	510
18.5.3 Tipos especiales de tanques elevados	512

19. Silos

19.1 Cargas de diseño	514
19.1.1 Presión ejercida por el material almacenado	514
19.1.2 Cargas de sismo	519
19.1.3 Carga de viento	519
19.2 Criterios generales de diseño	519
19.3 Diseño de las paredes	519
19.3.1 Fuerzas que actúan sobre las paredes	519
Fuerzas internas debidas a la presión horizontal	520
Flexión en el plano de la pared	520
Efectos térmicos	520
19.3.2 Determinación del refuerzo requerido en las paredes	523
Refuerzo requerido por tracción, flexo-tracción y fuerza cortante	523
19.3.3 Control de rajaduras en las paredes de los silos	525
19.4 Diseño del fondo	527
19.5 Diseño de las vigas de soporte	530

20. Chimeneas

20.1	Consideraciones generales para el diseño	531
20.1.1	Revestimiento interior	531
20.1.2	Dimensiones de la estructura	532
20.1.3	Refuerzo	532
20.1.4	Aberturas	533
20.1.5	Puerta de limpieza	534
20.1.6	Deflexiones	534
20.2	Cargas de diseño	534
20.2.1	Cargas sísmicas	534
	Estimación del periodo fundamental de vibración	535
	Estimación de la fuerza cortante en la base	535
	Distribución de la fuerza cortante en la base	536
	Fuerzas internas en los segmentos de la chimenea	536
20.3	Diseño de chimeneas	538
20.3.1	Combinaciones de carga y factores de reducción de resistencia	538
20.3.2	Diseño del refuerzo vertical por flexo-compresión	539
20.3.3	Diseño del refuerzo vertical por flexo-compresión y temperatura	543
20.3.4	Diseño del refuerzo horizontal por temperatura	546

21. Evaluación de estructuras existentes

21.1	Pruebas analíticas	549
21.2	Pruebas de carga	550

22. Estructuras prefabricadas

22.1	Criterios de diseño de estructuras prefabricadas	553
22.1.1	Elementos prefabricados	553
22.1.2	Conexiones	555
22.1.3	Pórticos especiales prefabricados	558
22.1.4	Muros estructurales prefabricados	560
22.2	Recomendaciones para la fabricación	560
22.3	Evaluación de estructuras prefabricadas	560

23. Encofrados

23.1	Introducción	561
23.2	Materiales para encofrados	561
23.2.1	Madera	561
23.2.2	Acero	562
23.3	Utilización	562
23.4	Diseño de encofrados	564
23.4.1	Cargas de diseño	564
23.4.2	Encofrado de vigas y losas	566
23.4.3	Encofrado de columnas	567
23.4.4	Criterio general para el diseño de encofrados	567
23.5	Encofrados típicos	567

24. Estructuras de grandes luces

24.1 Estructuras pretensadas y postensadas	573
24.2 Estructuras de arco	573
24.2.1 Articulaciones de concreto armado	574
Apoyos metálicos	574
Articulación alemana	574
Articulaciones Mesnager	575
Articulación Considère	577
Articulación formada por dos superficies curvas	577
24.2.2 Tijerales de concreto armado	578
Viga Vierendeel	580

25. Método de los puntales y tirantes

25.1 Introducción	585
25.2 Diseño en regiones B2	586
25.3 Diseño en regiones D	586

26. Nociones de concreto presforzado

26.1 Historia del concreto presforzado	591
26.2 Pretensado y postensado	592
26.3. Conceptos básicos del presforzado	592
26.4 Materiales	596
26.5 Pérdidas de tensión	597
26.6 Diseño de estructuras	598
26.6.1 Esfuerzos admisibles	598
26.6.2 Módulos mínimos de una sección	599
26.6.3 Resistencia en flexión	600
26.6.4 Seguridad respecto a la fisuración	601
Ejemplos	602

27. Pernos de anclaje

27.1 Tipo de pernos	607
27.2 Tipo de fallas	608
27.3. Resistencia de los pernos a la tracción	610
27.4 Pruebas a la tracción	613
27.5 Rotura lateral del concreto en pernos a tracción	614
27.6 Diseño de pernos sometidos a fuerza cortante	614
27.7 Interacción de las fuerzas de tracción y de corte	619
27.8 Recubrimientos y distancias entre pernos	619

Apéndice A	621
Apéndice B	625
Apéndice C	629
Apéndice D	663
Apéndice E	671
Bibliografía	679

1. Introducción

1.1 HISTORIA DEL CONCRETO ARMADO

El concreto fue usado por primera vez en Roma alrededor de la tercera centuria antes de Cristo. Estaba constituido por agregados unidos mediante un aglomerante conformado por una mezcla de cal y ceniza volcánica. Este material podía sumergirse en agua manteniendo sus propiedades a diferencia de los morteros de cal usados siglos antes en la antigua isla de Creta. La obra más grande erigida por los romanos fue el Panteón con su bóveda de 43.20 m. de diámetro. El uso de este material en la construcción paso al olvido con la caída del Imperio y no fue sino hasta mediados del siglo XVIII que su uso se extendió nuevamente.

El primer registro del uso de concreto en los tiempos modernos, se remonta a 1760 cuando, en Inglaterra, John Smeaton descubrió, mientras proyectaba el faro Eddystone, que una mezcla de caliza calcinada y arcilla daba lugar a un conglomerante hidráulico resistente al agua. En 1824, Joseph Aspdin elaboró cemento mezclando arcilla y caliza de diferentes canteras y calentándolas en un horno. El concreto obtenido con este aglomerante se asemejaba a las piedras propias de la isla de Portland, al sur de Inglaterra, motivo por el cual se le llamó cemento Portland, material que comenzó a fabricarse con mayor fuerza desde entonces. En ocasiones, la mezcla era calentada en exceso y se endurecía, siendo desechada por considerarse inútil. En 1845, I. C. Johnson descubrió que el mejor cemento provenía de la pulverización de esta sustancia "inútil" denominada *clinker*. Este es el cemento que se conoce hoy en día.

El concreto armado se usó desde la tercera década del siglo XIX. Entre 1832 y 1835, Sir Marc Isambard Brunel y François Martin Le Brun erigieron, en Inglaterra y Francia, respectivamente, estructuras de este material tales como arcos y edificaciones. En 1848, Joseph Louis Lambot construyó un bote de concreto reforzado el cual presentó en la Exposición de París en 1854 y patentó en 1855. En Inglaterra, W.B. Wilkinson, registró, en 1855, un piso de concreto reforzado con cuerdas de acero desechadas en las minas. Un año después, François Coignet patentó un sistema de refuerzo para pisos consistente en barras de acero embebidas en el concreto.

A pesar de los precedentes antes indicados, Joseph Monier, francés, es considerado el creador del concreto reforzado. Dedicado a la jardinería, fabricó macetas de concreto con refuerzo de mallas de alambre, registrando el sistema en 1867. En los años siguientes patentó el uso de esta técnica para la construcción de tanques, puentes, tuberías, vigas, columnas y escaleras. En 1879, G.A. Wayss, de la firma Wayss and Freitag de Alemania, compró la patente de Monier y en 1887, publicó un libro acerca de sus métodos constructivos. Por su parte, Rudolph Schuster, de Austria, adquirió también los derechos de patente. De este modo, el nombre de Monier, como creador del concreto armado, se extendió por todo Europa.

En Estados Unidos, Thaddeus Hyatt, abogado e ingeniero, realizó experimentos en vigas de concreto reforzado alrededor de 1850. Sus resultados no se publicaron sino hasta 1877. Inves-

tigó acerca de la resistencia del concreto al fuego y llegó a la conclusión que los coeficientes de dilatación térmica, tanto del concreto como del acero eran muy similares. Con sus estudios, Hyatt sentó los principios sobre los cuales se desarrolla el análisis y diseño de los elementos de concreto reforzado.

En Francia, el desarrollo del uso del concreto reforzado se debió en gran parte a François Hennebique quien estableció un estudio de ingeniería y proyectó cientos de estructuras del nuevo material. En 1900, el Ministerio de Obras Públicas de Francia convocó a un comité a cargo de Armand Considère para la elaboración de especificaciones técnicas para concreto armado. Estas fueron publicadas en 1906.

En los años siguientes, Perret, Ribera, Garnier, Freyssinet, Maillart, Boussiron, Mex Berg, entre otros, proyectan y construyen obras en concreto armado que van descubriendo poco a poco las múltiples posibilidades de este nuevo material.

En el Perú, los primeros barriles de cemento llegaron en 1850. El concreto con él elaborado se usó para la construcción de cimentaciones y para mejorar los acabados de las estructuras. Posteriormente, se le utilizó en combinación con acero para la construcción de edificios, puentes, acueductos, etc. En 1915, llegaron los primeros hornos para la fabricación de cemento encargados por la empresa estadounidense Foundation Co. Un año después, éstos fueron comprados por la Compañía Peruana de Cemento Portland. En los años 50, se estableció, en Lima, la primera empresa de concreto premezclado. De ahí a la fecha, han ido apareciendo numerosas empresas productoras de cemento y de concreto premezclado. En la actualidad, este material es el más utilizado en la construcción en nuestro país.

1.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL CONCRETO ARMADO FRENTE A OTROS MATERIALES

Frente a otros materiales como el acero, la madera, etc., el concreto presenta las siguientes ventajas y desventajas.

1.2.1 Ventajas del concreto armado frente a otros materiales

1. Es durable a lo largo del tiempo y no requiere de una gran inversión para su mantenimiento. Tiene una vida útil extensa.
2. Tiene gran resistencia a la compresión en comparación con otros materiales.
3. Es resistente al efecto del agua.
4. En fuegos de intensidad media, el concreto armado sufre daños superficiales si se provee un adecuado recubrimiento al acero. Es más resistente al fuego que la madera y el acero estructural.
5. Se le puede dar la forma que uno desee haciendo uso del encofrado adecuado.
6. Le confiere un carácter monolítico a sus estructuras lo que les permite resistir más eficientemente las cargas laterales de viento o sismo

7. No requiere mano de obra muy calificada.
8. Su gran rigidez y masa evitan problemas de vibraciones en las estructuras erigidas con él.
9. En la mayoría de lugares, es el material más económico.
10. Por su gran peso propio, la influencia de las variaciones de cargas móviles es menor.

1.2.2 Desventajas del concreto armado frente a otros materiales

1. Tiene poca resistencia a la tracción, aproximadamente la décima parte de su resistencia a la compresión. Aunque el acero se coloca de modo que absorba estos esfuerzos, la formación de grietas es inevitable.
2. Requiere de encofrado lo cual implica su habilitación, vaciado, espera hasta que el concreto alcance la resistencia requerida y desencofrado, con el tiempo que estas operaciones implican. El costo del encofrado puede alcanzar entre un tercio y dos tercios del costo total de la obra.
3. Su relación resistencia a la compresión versus peso está muy por debajo que la correspondiente al acero, el cual es más eficiente cuando se trata de cubrir grandes luces. El concreto requiere mayores secciones y por ende el peso propio es una carga muy importante en el diseño.
4. Requiere de un permanente control de calidad, pues ésta se ve afectada por las operaciones de mezcla, colocación, curado, etc.
5. Presenta deformaciones variables con el tiempo. Bajo cargas sostenidas, las deflexiones en los elementos se incrementan con el tiempo.

1.3 MÉTODOS DE DISEÑO

En la actualidad existen, básicamente, dos métodos de diseño en concreto armado: diseño elástico o por cargas de servicio y diseño a la rotura o por resistencia última. El primero fue utilizado con mucha fuerza hasta mediados del siglo y el segundo ha adquirido impulso en los últimos cuarenta años.

El diseño elástico parte de la hipótesis que es posible predecir la distribución de esfuerzos en el refuerzo y el concreto, al ser sometidos a cargas de servicio. Asume un comportamiento elástico de ambos materiales. El diseño consiste en conseguir que los esfuerzos no excedan los esfuerzos admisibles que son una fracción de la resistencia del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero. En la actualidad, pruebas de laboratorio han permitido comprobar que el complejo comportamiento del concreto con el paso del tiempo conlleva a una constante redistribución de esfuerzos entre éste y el acero. En el diseño elástico sólo se considera una de éstas distribuciones. Con el tiempo, las condiciones no consideradas pueden ocasionar la falla. Por otro lado, en el diseño de estructuras, es importante considerar el tipo de falla, dúctil o frágil, que presenta un elemento bajo determinadas sollicitaciones y, en la medida de lo posible, orientar la falla según sea conveniente. El método elástico no considera este punto. El método

elástico tampoco determina la carga que ocasiona la rotura de la pieza y por ello, su factor de seguridad no es conocido.

El diseño por rotura se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento en estudio y analiza el modo de colapso del mismo. En pruebas de laboratorio se ha podido comprobar que es posible predecir estas cargas con precisión suficiente. Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y el concreto y por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga de la pieza. Algunas de las ventajas de este procedimiento son:

1. El diseño por rotura permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.
2. Permite obtener un diseño más eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.
3. Este método no utiliza el módulo de elasticidad del concreto, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a éste parámetro.
4. El método de diseño a la rotura permite evaluar la ductilidad de la estructura.
5. Este procedimiento permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga.

La desventaja de usar este método es que sólo se basa en criterios de resistencia. Sin embargo, es necesario garantizar que las condiciones de servicio sean óptimas, es decir, que no se presenten deflexiones excesivas, ni agrietamientos críticos. Con la mejora en la calidad del concreto y la obtención de secciones cada vez menores, se tiende a perder rigidez e incrementar las deflexiones y el ancho de fisuras. Por ello, es conveniente usar este método en combinación con otros procedimientos para verificar el adecuado comportamiento de las piezas bajo cargas de servicio.

1.4 MÉTODOS DE DISEÑO PROPUESTOS POR EL CÓDIGO DEL ACI

El código del ACI en su última edición de 1999 presenta los dos métodos de diseño presentados en la sección previa. Sin embargo, da mayor énfasis al diseño a la rotura y el diseño elástico está relegado a un apéndice. A lo largo del presente trabajo se desarrollará tan sólo el primer método de diseño, al cual el código denomina método de diseño por resistencia.

El diseño por resistencia, como ya se indicó, presenta la ventaja que el factor de seguridad de los elementos analizados puede ser determinado. El código del ACI introduce el factor de seguridad en el diseño a través de dos mecanismos: amplificación de las cargas de servicio y reducción de la resistencia teórica de la pieza.

Las cargas de servicio se estiman haciendo uso de los códigos, reglamentos o normas y el análisis estructural se efectúa bajo la hipótesis de un comportamiento elástico de la estructura. El código del ACI clasifica las cargas en: permanentes, sobrecarga, sismo, viento, empuje del suelo, etc. y propone expresiones para calcular la carga última de diseño.

La carga última de diseño es la suma de las diversas cargas actuantes en la estructura afectadas por un factor de amplificación. Este factor pretende mostrar la probabilidad que existe de que la carga estimada sea superada en la realidad. La carga permanente, por ejemplo, es evaluada con mayor precisión que la sobrecarga, por ésto su factor de amplificación es menor. La carga de sismo, proveniente de un análisis probabilístico, es mucho más incierta, por ello su factor de amplificación es mayor que el de las dos anteriores.

Las expresiones que permiten determinar la carga última se denominan combinaciones de cargas y se presentan en la sección 9.2 del código. De acuerdo a las solicitaciones que actúan sobre un elemento, se propone un juego de combinaciones. Deberá evaluarse cada una de ellas y desarrollar el diseño haciendo uso de las solicitaciones más críticas.

Simultáneamente a la amplificación de las cargas de servicio, el código propone la reducción de la resistencia teórica de los elementos de concreto armado como un medio para incrementar el factor de seguridad del diseño. La resistencia teórica o nominal de una pieza es la determinada haciendo uso de los principios presentados en el código del ACI. La naturaleza misma del concreto armado y fundamentalmente su procedimiento constructivo generan que la resistencia calculada en el papel, no sea igual a la verificada en la realidad. Los factores de reducción de resistencia indican la fracción de la resistencia nominal que está disponible en un elemento determinado con una cierta certeza probabilística.

El código del ACI aprovecha el uso de los factores de resistencia no sólo para tomar en consideración las posibles imperfecciones constructivas del concreto sino que además los usa para incrementar los factores de seguridad en piezas sometidas a determinadas solicitaciones, ya sea por su tipo de falla o por la importancia de estos elementos dentro del conjunto estructural total. Una columna con refuerzo transversal en espiral, tiene un comportamiento más dúctil que una columna con estribos. Por ello el factor de reducción de la primera es mayor. Por otro lado, cuando se analiza una solicitación de flexo-compresión, propia de columnas, el factor de reducción es menor que cuando se analiza flexión pura, propia de vigas. Esto se debe a que el colapso de una viga es mucho menos perjudicial que el colapso de una columna.

En síntesis, el método de diseño del código del ACI consiste en determinar las cargas de servicio y amplificarlas de acuerdo a las combinaciones de carga que se presentan en la sección 1.4.1. Los elementos se diseñan para que la siguiente relación siempre se verifique:

$$\gamma_1 Q_1 + \gamma_2 Q_2 + \dots + \gamma_n Q_n \leq \phi R_n \quad (1-1)$$

donde: γ : Factor de amplificación de la carga.
 Q : Carga.
 ϕ : Factor de reducción de resistencia.
 R_n : Resistencia nominal o teórica del elemento.

Posteriormente al diseño de la estructura, el código propone una verificación de las condiciones de servicio de los elementos: control de rajaduras y control de deflexiones. En caso de ser necesario, el diseño original debe replantearse.

1.4.1 Combinaciones de cargas

Se utiliza la siguiente nomenclatura:

D = Carga muerta

E = Cargas debidas a los sismos

F = Cargas debidas a líquidos o presión lateral de los mismos

H = Cargas debidas a terrenos o presión lateral de los mismos

L = Cargas vivas, incluyendo impacto si lo hay

L_r = Cargas vivas en azoteas o tejados

R = Cargas debidas a lluvias

S = Cargas debidas a nieve

T = Efectos de temperatura, contracción de fragua, deformación por el tiempo, asentamientos diferenciales o deformaciones debidas a concretos con deformación controlada

U = Resistencia requerida para soportar las cargas amplificadas o sus momentos o fuerzas internas

W = Carga debida al viento

La resistencia requerida U deberá ser igual o mayor que las cargas amplificadas que se indican a continuación en las ecuaciones (9-1) a (9-7), investigando siempre cuando una o más cargas no actúan simultáneamente.

$$U \geq 1.4 (D + F) \quad (9-1) \text{ ACI}$$

$$U \geq 1.2 (D + F + T) + 1.6 (L+H) + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-2) \text{ ACI}$$

$$U \geq 1.2 D + 1.6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0 L \text{ ó } 0.8 W) \quad (9-3) \text{ ACI}$$

$$U \geq 1.2 D + 1.6 W + 1.0 L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-4) \text{ ACI}$$

$$U \geq 1.2 D + 1.0E + 1.0 L + 0.2S \quad (9-5) \text{ ACI}$$

$$U \geq 0.9 D + 1.6 W + 1.6 H \quad (9-6) \text{ ACI}$$

$$U \geq 0.9 D + 1.0 E + 1.6 H \quad (9-7) \text{ ACI}$$

Se tendrán en cuenta las siguientes excepciones:

- El factor de L en las ecuaciones (9-3) a (9-5) se puede reducir a 0.5 excepto para garajes, áreas de asambleas públicas y las áreas donde $L > 500 \text{ kg/m}^2$.
- Se puede usar 1.3 W en lugar de 1.6 W en las ecuaciones (9-4) y (9-6) cuando la carga W no ha sido reducida por un factor de dirección.

- c) Cuando la carga E se toma como carga de servicio se colocará 1.4 E en lugar de 1.0 E en las ecuaciones (9-5) y (9-7).
- d) Se usará $H = 0$ en las ecuaciones (9-6) y (9-7) si la acción de H contrarresta a las acciones de W ó E. Cuando la presión lateral del terreno resiste a la acción estructural de otras fuerzas, no se incluirá en H, pero se tendrá en cuenta en el diseño de los elementos.
- e) En zonas de posibles inundaciones se usará las combinaciones de cargas de A.S.C.E.-7.
- f) En las zonas de anclaje de pretensados se usará un factor de 1.2 sobre la carga máxima de la gata.

La estimación del asentamiento diferencial, contracción, *creep* o variaciones de temperatura deberá basarse en una evaluación realista de los efectos que ocurren bajo condiciones de servicio. Es decir, en el diseño no se deben considerar los efectos más críticos esperados sino los de ocurrencia más probable.

Si en el diseño se toman en cuenta los efectos de impacto, éstos serán considerados como carga viva, con sus factores de amplificación respectivos.

En la Tabla 1. 1 se incluyen algunos valores típicos de carga viva para el diseño de edificaciones (Ref. 34).

Tipo de edificación	Carga Viva (kg/m ²)
Viviendas	200
Oficinas	
Exceptuando salas de archivo y computación	250
Salas de archivo	500
Salas de computación	350
Corredores y escaleras	400
Centros educativos	
Aulas	200
Talleres	350
Auditorios, gimnasios	300
Laboratorios	300
Corredores y escaleras	400
Hospitales	
Salas de operación, laboratorios y áreas de servicio	300
Cuartos	200
corredores y escaleras	400
Bibliotecas	
Salas de lectura	300
Salas de almacenaje	750
Corredores y escaleras	400

Tabla 1.1 Cargas vivas típicas para el diseño de edificaciones

1.4.2 Reducción de resistencia

A continuación se presentan los factores ϕ de reducción de resistencias para diversas sollicitaciones de acuerdo a la sección 9.3.2 del código ACI-318-2002.

- Secciones controladas por tracción $\phi = 0.9$
- Secciones controladas por compresión:
 - a) Elementos con refuerzo en espiral $\phi = 0.70$
 - b) Otros elementos $\phi = 0.65$

Cuando la deformación en el acero a tracción a la resistencia nominal está en los límites entre la sección controlada por tracción o por compresión, el factor ϕ se puede aumentar linealmente entre el valor de ϕ de la sección controlada por compresión hasta 0.9 cuando la deformación unitaria por tracción tiene un límite de 0.005 (ver análisis de columnas cortas sometidas a flexo-compresión, diagramas de interacción).

- Fuerza cortante o torsión $\phi = 0.75$
- Compresión pura, aplastamiento (bearing) $\phi = 0.65$
- Zonas de anclaje de pretensado $\phi = 0.85$
- En modelos de elementos reticulados idealizados (tirantes y puntales) del apéndice A. $\phi = 0.75$
- Flexión pura en elementos pretensados cuando el anclaje es menor que la longitud l_d $\phi = 0.75$
- Longitudes de desarrollo del capítulo 12 del código $\phi = 1.00$
- En estructuras que dependen de pórticos especiales o de nuevos estructurales para resistir sismos, los factores ϕ se modifican como sigue:
 - a) Para cualquier elemento estructural que se diseña para resistir efectos de sismo, si su resistencia nominal al corte V_u/ϕ es menor que el corte necesario para desarrollar la resistencia nominal a la flexión, V_e , determinado para las cargas axiales amplificadas más críticas, incluyendo los efectos de sismo. $\phi = 0.6$
 - b) En diafragmas el factor de reducción del corte no excederá el factor mínimo de reducción del corte usado para los componentes verticales del sistema primario para resistir cargas laterales.
 - c) Para corte en nudos o uniones o vigas de conexión $\phi = 0.85$
- Para concreto simple, sin armar, para todos los refuerzos: flexión, compresión, fuerza cortante o aplastamiento. $\phi = 0.55$

- Para estructuras hidráulicas:

a) A flexión

$$\phi = \frac{1}{1.3} = 0.769$$

b) A tracción

$$\phi = \frac{1}{1.65} = 0.606$$

c) A fuerza cortante

$$\phi = 0.75$$

2. Materiales

2.1 EL CONCRETO Y SUS COMPONENTES

El concreto es una mezcla de cemento, agregado grueso o piedra, agregado fino o arena y agua. El cemento, el agua y la arena constituyen el mortero cuya función es unir las diversas partículas de agregado grueso llenando los vacíos entre ellas. En teoría, el volumen de mortero sólo debería llenar el volumen entre partículas. En la práctica, este volumen es mayor por el uso de una mayor cantidad de mortero para asegurar que no se formen vacíos.

Para obtener un buen concreto no sólo basta contar con materiales de buena calidad mezclados en proporciones correctas. Es necesario también tener en cuenta factores como el proceso de mezclado, transporte, colocación o vaciado y curado.

2.1.1 Cemento

El cemento se obtiene de la pulverización del *clinker*, el cual es producido por la calcinación hasta la fusión incipiente de materiales calcáreos y arcillosos. Está constituido por los siguientes componentes (Ref. 30):

1. Silicato tricálcico, el cual le confiere su resistencia inicial y influye directamente en el calor de hidratación.
2. Silicato dicálcico, el cual define la resistencia a largo plazo y no tiene tanta incidencia en el calor de hidratación.
3. Aluminato tricálcico, es un catalizador en la reacción de los silicatos y ocasiona un fraguado violento. Para retrasar este fenómeno, es preciso añadirle yeso durante la fabricación del cemento.
4. Alumino-Ferrito Tetracálcico, influye en la velocidad de hidratación y secundariamente en el calor de hidratación.
5. Componentes menores: óxidos de magnesio, potasio, sodio, manganeso y titanio.

Existen diversos tipos de cemento, los cuales están especificados en la norma ASTM-C- 150-99a. Ellos son:

Tipo 1. que es de uso general y sin propiedades especiales.

2. Tipo II, de moderado calor de hidratación y alguna resistencia al ataque de los sulfatos.
3. Tipo III, de resistencia temprana y elevado calor de hidratación.
4. Tipo IV, de bajo calor de hidratación.
5. Tipo V, de alta resistencia al ataque de sulfatos.

Los tres primeros tipos de cemento son susceptibles de adicionarles incorporadores de aire, en cuyo caso, se le agrega el sufijo A, por ejemplo, cemento tipo IIIA.

En la norma ASTM-C-595-00 se especifica las características de los cementos adicionados, los cuales contienen, además de los compuestos ya mencionados, escoria y puzolanas, que modifican el comportamiento del conjunto. Entre ellos se tiene:

1. Tipo IS, cemento al que se le ha añadido entre 25% y 70% en peso de escoria de alto horno.
2. Tipo ISM, cemento al que se le ha añadido menos del 25% en peso de escoria de alto horno.
3. Tipo IP cemento al que se le ha añadido entre 15% y 40% en peso de puzolana.
4. Tipo IPM, cemento al que se le ha añadido menos del 15% en peso de puzolana.

Las puzolanas son materiales que al reaccionar con los productos de la hidratación del cemento, como los hidróxidos de calcio, y el agua adquieren propiedades aglomerantes que no presentan individualmente.

En la actualidad, en el Perú se fabrican los cementos Tipo I, Tipo II, Tipo V, Tipo IP y Tipo IPM (Ref. 30). También se usan cementos que reducen la contracción de fraguas como el CTS-Tipo K que cumple la especificación ASTM-C-845-96.

2.1.2 Agregado fino o arena

Tanto el agregado fino como el grueso, constituyen los elementos inertes del concreto, ya que no intervienen en las reacciones químicas entre cemento y agua. El agregado fino debe ser durable, fuerte, limpio, duro y libre de materias impuras como polvo, limo, pizarra, álcalis y materias orgánicas. No debe tener más de 5% de arcilla o limos ni más de 1.5% de materias orgánicas. Sus partículas deben tener un tamaño menor a 1/4" y su gradación debe satisfacer los requisitos propuestos en la norma ASTM-C-33-99a, los cuales se muestran en la Tabla 2.1.

Requisitos granulométricos que deben ser satisfechos por el agregado fino	
Tamiz estándar	% en peso del material que pasa el tamiz
3/8"	100
#4	95 a 100
#8	80 a 100
#16	50 a 85
#30	25 a 60
#50	5 á 30 (AA S HTO 10 á 30)
#100	0 á 10 (" 2 á 10)

Tabla 2.1 Requisitos granulométricos del agregado fino

2.1.3 Agregado grueso o piedra

El agregado grueso está constituido por rocas graníticas, dioríticas y sieníticas. Puede usarse piedra partida en chancadora o grava zarandeada de los lechos de los ríos o vacimientos naturales. Al igual que el agregado fino, no deben contener más de un 5% de arcillas y finos ni más de 1.5% de materias orgánicas, carbón, etc. Es conveniente que su tamaño máximo sea menor que 1/5 de la distancia entre las paredes del encofrado, 3/4 de la distancia libre entre armaduras y 1/3 del espesor de las losas (ACI-3.3.2). Para concreto ciclópeo se puede emplear piedra de hasta 15 y 20 cm. Se puede usar tamaños mayores si a criterio del ingeniero, no inducirán la formación de vacíos. Al igual que para la arena. La norma ASTM-C-33-99a también establece una serie de condiciones para su gradación. Estas se muestran en la Tabla 2.2. La piedra se denomina por el tamaño máximo del agregado.

2.1.4 Agua

El agua empleada en la mezcla debe ser limpia, libre de aceites, ácidos, álcalis, sales y materias orgánicas. En general, el agua potable es adecuada para el concreto. Su función principal es hidratar el cemento, pero también se le usa para mejorar la trabajabilidad de la mezcla.

Podrá emplearse agua no potable en la elaboración del concreto, siempre que se demuestre su idoneidad. Para ello se fabricarán cubos de mortero elaborados con ella y se ensayarán según la norma ASTM-C-109/109M-99. Si las resistencias obtenidas a los 7 y 28 días son por lo menos el 90% de las esperadas en morteros similares elaborados a base de agua potable el líquido es aceptable (ACI-3.4.3). Es conveniente verificar, adicionalmente, que no contenga agentes que puedan reaccionar negativamente con el refuerzo.

Las plantas de concreto pre-mezclado tienen ahora el problema de donde botan el concreto que sobra en los camiones y donde botan el agua del lavado de las mezcladoras de los camiones, por los nuevos controles de protección del medio ambiente. Se está usando en USA reciclar los agregados del concreto que sobra y el agua del lavado, para volver a usarlos.

Para ello colocan plantas de reciclado como la de la figura 2.0 con las que se obtiene agua que cumple la especificación ASSTIM C94 que limita los sólidos a 8.9 kg/m^3 .

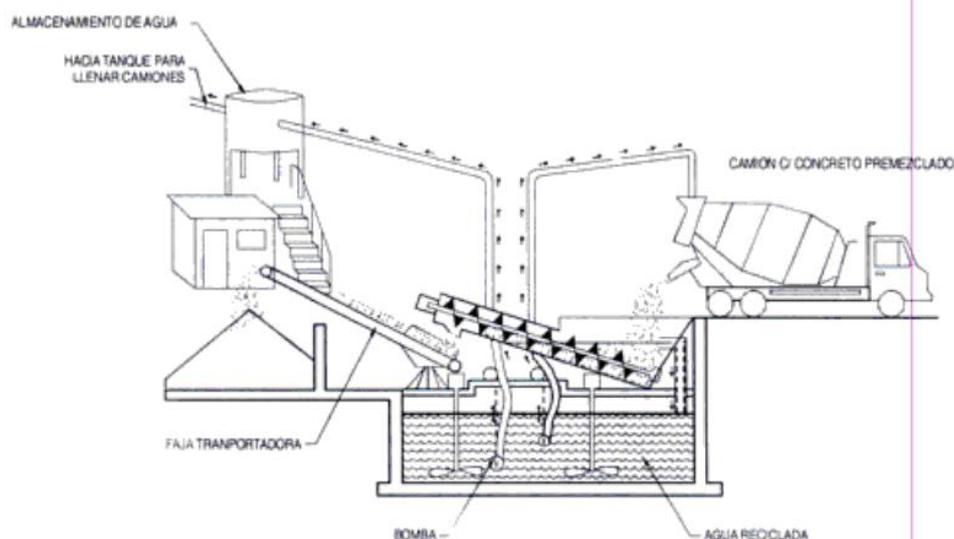


Figura 2.0

Tamaño Nominal (mm.)	Porcentaje que pasa por los tamices normalizados												
	100 mm	90 mm	75 mm	63 mm	50 mm	37.5 mm	25 mm	19 mm	12.5 mm	9.5 mm	4.75 mm	2.36 mm	1.18 mm
90.0 a 37.5 (3½" a 1½")	100	90-100		25-60		0-15		0-5					
63.0 a 37.5 (2½" a 1½")			100	90-100	35-70	0-15		0-5					
50.0 a 25.0 (2" a 1")				100	90-100	35-70	35-70	10-30			0-5		
37.5 a 19.0 (2½" a ¾")					100	90-100	20-55	0-15		0-5			
37.5 a 4.75 (1½" a #4)					100	95-100		35-70		10-30	0-5		
25.0 a 12.5 (1" a ½")						100	90-100	20-55	0-10	0-5			
25.0 a 9.50 (1" a 3/8")						100	90-100	40-85	10-40	0-15	0-5		
25.0 a 4.75 (1" a #4)						100	95-100		25-60		0-10	0-5	
19.0 a 9.50 (¾" a 3/8")							100	90-100	20-55	0-15	0-5		
19.0 a 4.75 (¾" a #4)							100	90-100		20-55	0-10	0-5	
12.5 a 4.75 (½" a #4)								100	90-100	40-70	0-15	0-5	
9.50 a 2.36 (3/8" a #8)									100	85-100	10-30	0-10	0-5

Tabla 2.2 Requisitos granulométricos del agregado grueso

2.1.5 Aditivos

Los aditivos son sustancias que, añadidas al concreto, alteran sus propiedades tanto en estado fresco como endurecido. Por su naturaleza, se clasifican en aditivos químicos y aditivos minerales. Entre los primeros, se tiene, principalmente, los plastificantes y super-plastificantes, los incorporadores de aire y los controladores de fragua. Las normas ASTM C-260-00 y C-1017/1017M-98 presentan especificaciones para estos aditivos. Los aditivos incorporadores de aire están estandarizados por la norma ASTM-C-260-00. La norma ASTM-1017/1017M-98 incluye especificaciones para los aditivos químicos a ser utilizados en concretos bombeables, entre los que se incluyen los plastificantes y retardadores. Entre los aditivos minerales se tiene, principalmente: los aditivos naturales, cenizas volantes o *fly ash*, microsílice o *silica fume* y escoria de la producción del acero. Las normas ASTM-C-618-99 y C-989-99 incluyen especificaciones en torno a ellos. La primera se refiere a *fly ash* y a las puzolanas y la segunda a la escoria de la producción del acero. La norma ASTM C-124-00 se refiere al *silica fume*.

Los aditivos plastificantes sirven para lograr concretos más trabajables y plásticos. Permiten reducir la cantidad de agua en la mezcla. Si se mantiene constante la cantidad de cemento, la resistencia del concreto aumenta. Si la relación entre la cantidad de agua y el cemento no varía, al reducir la cantidad de agua disminuirá la cantidad de cemento y se obtendrá un concreto con igual resistencia pero con menos cemento en la mezcla. Es posible una reducción de hasta 15% de cemento en la mezcla sin pérdida de resistencia. El período de efectividad de los aditivos plastificantes es limitado. Entre ellos se tiene: ácido cítrico, ácido glucónico y los lignosulfonatos.

Los aditivos super-plastificantes permiten reducir hasta tres o cuatro veces el agua que puede ser reducida a través del uso de plastificantes. Esta reducción puede variar entre 20% y 25% del contenido total de agua. Estas sustancias permiten se utilizan en la elaboración de concretos de alta resistencia y de concretos muy fluidos. Además, aceleran la hidratación del cemento, obteniéndose mayores resistencias al primer, tercer y séptimo día. Algunas sustancias usadas como super-plastificantes son: naftalinas condensadas, mezclas de melaninas y sales de ácido naftalínico sulfúrico.

Los aditivos incorporadores de aire se usan con objeto de añadir a la mezcla burbujas de aire uniformes. Está demostrado que esta circunstancia favorece la resistencia del concreto al deterioro producido por el calor y heladas alternadas. Los incorporadores de aire se usan, también, para mejorar la trabajabilidad de la mezcla. Entre ellos se tiene: sales de resina de la madera, detergentes sintéticos, sales de los ácidos de petróleo, ácidos resinosos y sus sales, etc.

Los aditivos controladores de fragua pueden ser aceleradores o retardadores. Los primeros, como su nombre lo indica, incrementan la velocidad de fraguado. La resistencia del concreto se incrementa a un mayor ritmo y esto permite reducir el tiempo de utilización de los encofrados, el tiempo de curado y, en general, la duración del proceso constructivo. Esto es particularmente útil en la producción, en planta, de piezas prefabricadas. Los aditivos retardadores, por el contrario, incrementan el tiempo de reacción del cemento. Son usados en el vaciado de estructuras grandes en las cuales es preciso mantener el concreto trabajable por un periodo más o menos largo. También se utilizan para contra-

restrar la fragua rápida que se presenta en climas cálidos. Algunos químicos usados con frecuencia como controladores de fragua son: cloruro de calcio, nitrato de calcio, carbonato de potasio, carbonato de sodio, sulfato de calcio, etc. El primero ya casi no se usa pues ataca las armaduras. Es importante destacar que en algunos casos, las mismas sustancias actúan como aceleradores o retardadores de fragua dependiendo de las proporciones en las que se incluyen en la mezcla.

Los aditivos minerales son materiales silíceos muy finos que son adicionados al concreto en cantidades relativamente grandes. Su función es reaccionar con algunas sustancias producto de la hidratación del cemento que no contribuyen a mejorar la resistencia del concreto obteniendo otros compuestos que sí incrementan dicha propiedad. Son usados para:

1. Mejorar la trabajabilidad del concreto
2. Reducir el agrietamiento por el calor de hidratación
3. Mejorar la durabilidad del concreto a los ataques químicos
4. Reducir su potencial de corrosión
5. Producir concretos de alta resistencia

2.1.6 Fibras

Las fibras se han usado como materiales de construcción por mucho tiempo.- En concreto se usan principalmente en concreto pre-mezclado, concreto prefabricado, pavimentos y shot-crete. Pueden ser de acero, plástico, vidrio o materiales naturales como celulosa de madera. Sus longitudes usuales varían de 6 mm á 150 mm. con espesores que varían de 0.005 a 0.75 mm.

Se agregan al concreto en proporciones menores al 1% en volumen, en la mayoría de los casos. Impiden las pequeñas rajaduras debidas a la contracción de fragua y a la deformación plástica. Dan muy buenos resultados en secciones delgadas.

En algunos lugares se ha usado las fibras en lugar del refuerzo de varillas de acero, pero generalmente se usan en conjunto con éste.

2.2 MEZCLADO, TRANSPORTE, COLOCACIÓN Y CURADO DEL CONCRETO

El mezclado, transporte, colocación y curado del concreto son operaciones que influyen directamente en la calidad del material elaborado. Un control de calidad pobre puede ocasionar que, aún utilizando las proporciones adecuadas de piedra, arena, agua y cemento, no se obtenga el concreto deseado. En esta sección se pretende dar algunos criterios, muy generales, en torno a estos procesos.

2.2.1 Mezclado del concreto

El proceso de mezclado del concreto consiste en recubrir el agregado con la pasta de cemento hasta conseguir una masa uniforme. Debe efectuarse a máquina y para ello se hace uso de mezcladoras. Entre ellas se tiene la de volteo, la inversa y la de artesa. El tamaño de la mezcladora se determina en función del volumen de concreto a batir.

La mezcladora de volteo tiene un tambor en forma cónica y aspas en su interior. Se denomina así, pues el concreto es retirado inclinando el tambor después de su mezclado. Es recomendada para el batido de concretos poco trabajables ya que el retirado de la mezcla no presenta mayores dificultades. La mezcladora inversa es similar a la anterior pero el concreto es retirado girando el tambor en sentido contrario al mezclado. La velocidad de descarga es lenta y el concreto es susceptible de segregarse. La mezcladora de artesa no es móvil y tiene la forma de una batidora doméstica grande. Es eficiente cuando se trabaja con mezclas cohesivas, poco fluidas.

Los concretos premezclados son aquéllos cuya elaboración se efectúa en plantas especiales y son distribuidos a través de camiones concreteros. Son de mejor calidad que los concretos mezclados a pie de obra pues el control de calidad del mezclado es más riguroso.

El tiempo mínimo de mezclado del concreto es función de la cantidad de mezcla a preparar y del número de revoluciones de la mezcladora. Se mide a partir del instante en que todos los ingredientes están en la máquina. Una especificación usual es la de un minuto por 0.7 m^3 ($=1 \text{ yarda}^3$) de concreto más un cuarto de minuto por cada 0.7 m^3 adicionales (Ref. 7). Sin embargo, el código del ACI requiere un tiempo mínimo de mezcla de un minuto y medio (ACI-5.8.3).

2.2.2 Transporte y colocación del concreto

El concreto debe transportarse de modo que se prevenga la segregación y pérdida de materiales. Se emplean camiones concreteros, fajas transportadoras, canaletas metálicas, etc. Las fajas y canaletas deberán tener una pendiente que no favorezca la segregación o pérdida del concreto para lo cual deberán tener una inclinación que varíe entre 20° y 25° . El concreto transportado por ellas deberá ser protegido contra el secado. Los camiones concreteros permiten trasladar el concreto a lugares alejados de la planta dosificadora, sin embargo, la mezcla no debe permanecer en él más de una hora y media, a menos que se tomen provisiones especiales.

La colocación debe efectuarse en forma continua mientras el concreto se encuentra en estado plástico, evitando la formación de juntas frías. Los elementos monolíticos se colocarán en capas horizontales que no excedan los 50 cm. de espesor y que sean capaces de ser unidas por vibración. El objetivo principal de este proceso es evitar la segregación para lo que se hace uso de mangueras, chutes, etc. En la figura 2.1 se muestran algunos métodos correctos e incorrectos de colocación y transporte del concreto.

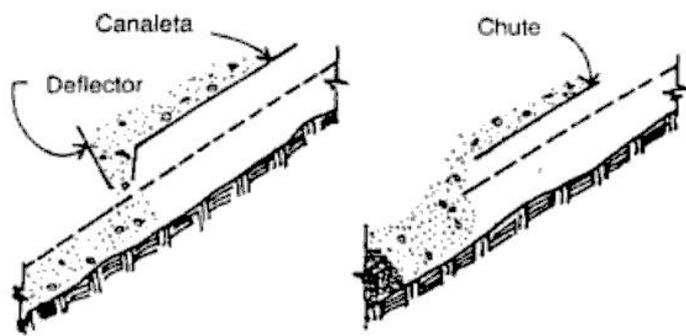
El llenado sólo debe detenerse al llegar a una junta la cual se ubica de modo que el concreto vaciado en dos etapas no reduzca la resistencia del elemento. Estas juntas deben ser indicadas por el proyectista y no improvisadas en obra. El código del ACI (ACI-6.4) indica que para reiniciar el vaciado, debe limpiarse la superficie del concreto endurecido, humedecerla y retirar el agua en exceso. No se debe hacer uso de lechada de cemento. Para garantizar la transmisión de fuerzas cortantes se suele dejar rugosa la superficie de contacto. En losas y vigas, las juntas se suelen ubicar en el tercio central de la luz donde el momento de flexión es máximo y la fuerza cortante, mínima. Vigas, losas, paneles y capiteles deben ser vaciados simultáneamente, a menos que se especifique lo contrario y se tomen las previsiones del caso. Estos elementos horizontales no deben colarse hasta que el concreto de las columnas y muros que los soportan haya fraguado.

La compactación o vibrado del concreto consiste en eliminar el exceso de aire atrapado en la mezcla, logrando una masa uniforme que se distribuya adecuadamente en el encofrado y alrededor del refuerzo. Este proceso también es de suma importancia para conseguir un buen concreto. La compactación puede efectuarse manualmente mediante el chuceo o haciendo uso de vibradores. Los vibradores son de varios tipos: interno o de inmersión, externos y de superficie. Los primeros actúan sumergidos en el concreto y son los más efectivos por estar en contacto directo con el concreto fresco, transmitiéndole toda su energía. Los vibradores externos se fijan a la parte exterior del encofrado que está en contacto con el concreto. No son tan efectivos como los primeros pues parte de su energía es absorbida por el encofrado. Los vibradores de superficie se usan para compactar losas, pisos y pavimentos pues dejan de ser efectivos para profundidades mayores a 30 cm. Pueden ser planchas o reglas vibratoras. Las últimas se apoyan en los encofrados laterales y cuentan con vibradores, generalmente cada 60 ó 90 cm.

2.2.3 Curado del concreto

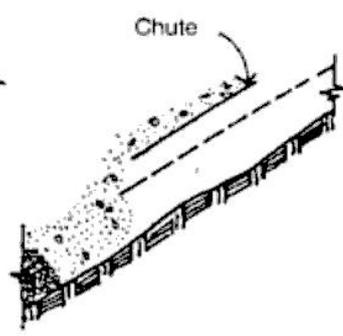
El curado es el proceso por el cual se busca mantener saturado el concreto hasta que los espacios de cemento fresco, originalmente llenos de agua sean reemplazados por los productos de la hidratación del cemento. El curado pretende controlar el movimiento de temperatura y humedad hacia dentro y hacia fuera del concreto. Busca, también, evitar la contracción de fragua hasta que el concreto alcance una resistencia mínima que le permita soportar los esfuerzos inducidos por ésta.

La falta de curado del concreto reduce drásticamente su resistencia como se muestra en la figura 2.2. En ella, también se puede apreciar que a mayor tiempo de curado, la resistencia alcanzada por el concreto es mayor. Como se puede apreciar, esta etapa del proceso constructivo es decisiva para la obtención de un buen concreto.



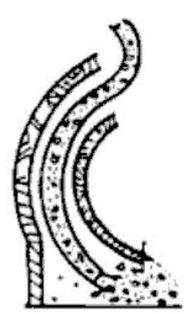
CORRECTO

Colóquese el deflector en el extremo de la canaleta de tal manera que se evite la segregación y el concreto conserve su pendiente



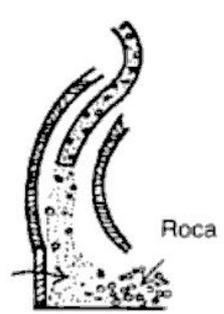
INCORRECTO

Descargar el concreto desde el extremo libre de una canaleta en una pendiente que va a pavimentarse. La grava se segrega y va al fondo de la pendiente. La velocidad tiende a arrasar al concreto hacia abajo

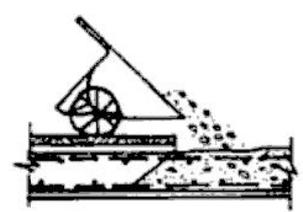


CORRECTO

Vaciado del concreto por medio de bomba y mangueras, en encofrados hondos y curvos.

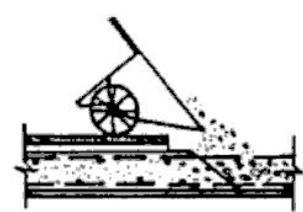


INCORRECTO



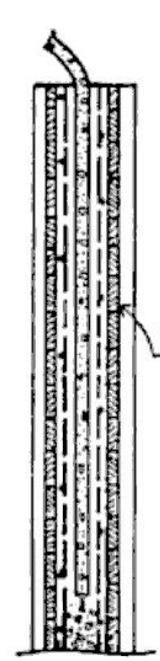
CORRECTO

Descargar el concreto hacia atrás del concreto ya colocado

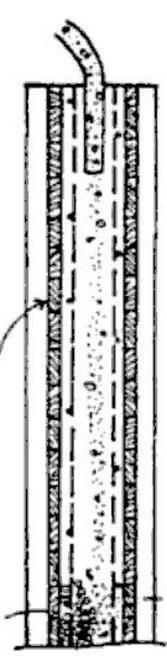


INCORRECTO

Descargar el concreto sobre el concreto ya colocado



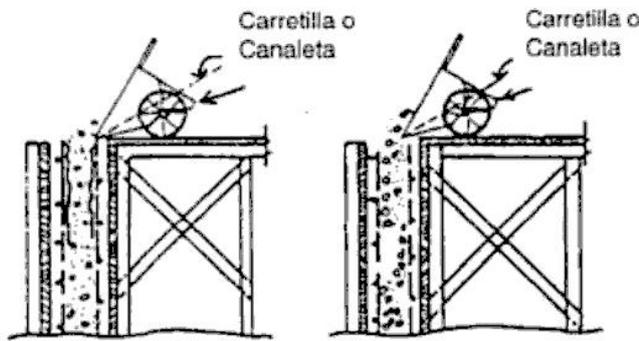
CORRECTO



INCORRECTO

El concreto bombeado es vaciado en encofrado angosto por medio de mangueras

Figura 2.1.a. Métodos correctos e incorrectos de colocación de concreto (Ref. 7)

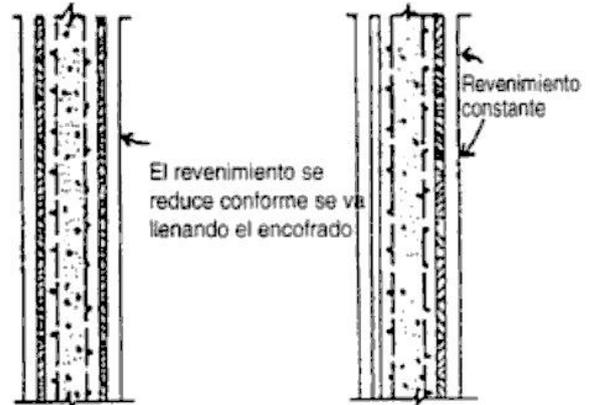


CORRECTO

Descárguese el concreto en un colector con una manguera ligera y flexible. Esto evita la segregación. El encofrado y el acero estarán limpios hasta que los cubra el concreto.

INCORRECTO

Permite que el concreto del canalón o la carretilla se golpeen contra el encofrado y reboten en las varillas y el encofrado causando segregación y huecos en el fondo.

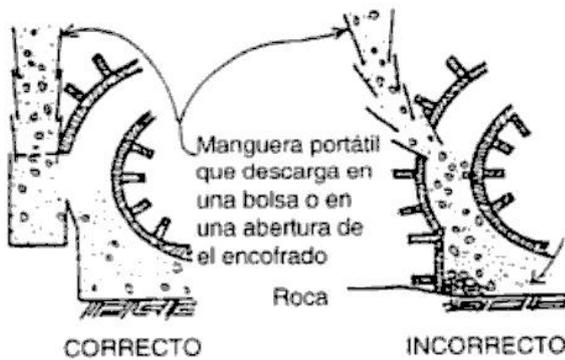


CORRECTO

Necesariamente el concreto es más húmedo en el fondo de los encofrados estrechos y profundos y se hace más seco conforme se alcanza la parte superior. El aumento de agua tiende a reducir la calidad del concreto. La contracción por asentamiento es mínimo.

INCORRECTO

Usar el mismo revenimiento en la parte superior como se requiera en el fondo del colado. Un alto revenimiento en la parte superior produce en exceso de agua y de colocación, pérdida de calidad y durabilidad en la capa superior.



CORRECTO

Caída vertical del concreto en bolsas exteriores debajo de cada abertura del encofrado permitiendo que el concreto se detenga y fluya fácilmente al encofrado sin segregación

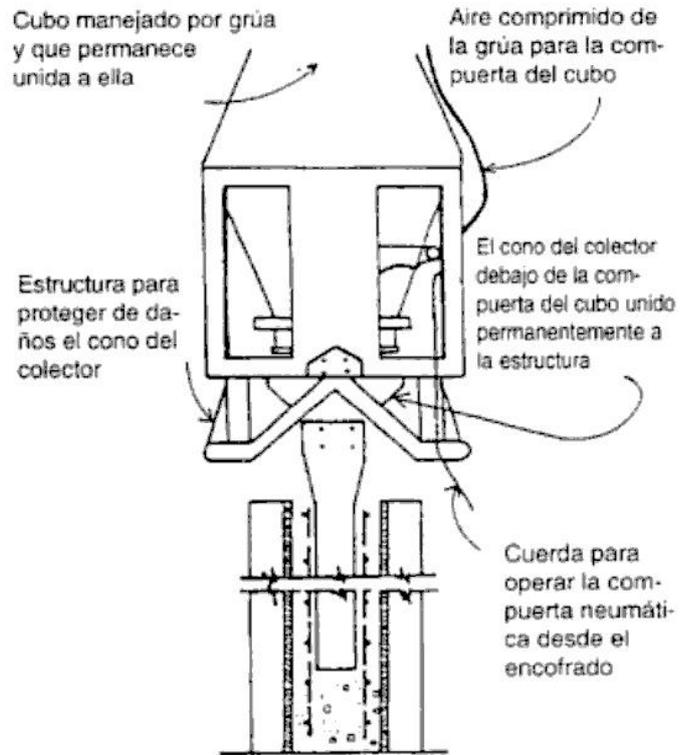
INCORRECTO

Permite que el concreto fluya a gran velocidad dentro el encofrado o que forme un ángulo con la vertical. Esto invariablemente resulta en segregación.



CORRECTO

INCORRECTO



Conducto de caída flexible conectado al cono colector. El conducto se dobla en plano cuando no está cayendo nada de concreto permitiendo que se le emplee para el menor tamaño de agregado, además de ser lo suficientemente grande para el mayor.

Figura 2.1.b. Métodos correctos e incorrectos de colocación de concreto. (Ref. 7)

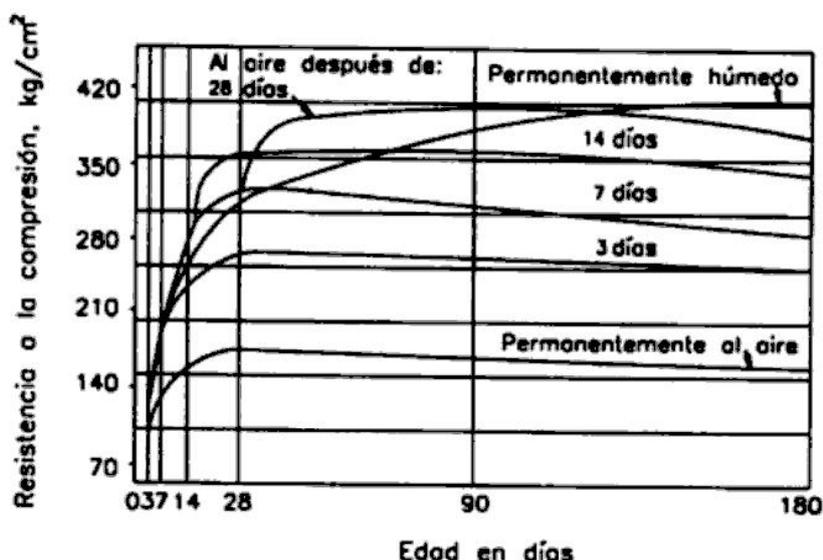


Figura 2.2 Efecto del tiempo de curado del concreto en la resistencia del concreto a la compresión. (Ref. 28)

Existen diversos métodos de curado: curado con agua, con materiales sellantes y curado al vapor. El primero puede ser de cuatro tipos: por inmersión, haciendo uso de rociadores, utilizando coberturas húmedas como yute y utilizando tierra, arena o aserrín sobre el concreto recién vaciado.

Los materiales sellantes pueden ser películas de plástico, papel impermeable o compuestos de curado. Estos últimos son sustancias que al ser aplicadas sobre el concreto forman una membrana que retiene la humedad. Generalmente, están provistos de pigmentos de modo que se pueda identificar las superficies que los tienen. Además, permiten reflejar los rayos solares. El color desaparece aproximadamente en una semana.

El curado al vapor tiene la gran ventaja que permite ganar resistencia rápidamente. Se utiliza tanto para estructuras vaciadas en obra como para las prefabricadas, siendo más utilizado en las últimas. El procedimiento consiste en someter al concreto a vapor a presiones normales o superiores, calor, humedad, etc. El concreto curado al vapor, deberá tener una resistencia similar o superior a la de un concreto curado convencionalmente (ACI-5.11.3.2) Los cambios de temperatura no deben producirse bruscamente pues sino, ocasionan que el concreto se resquebraje.

Es difícil determinar el tiempo de curado necesario, pero el ACI especifica un mínimo de siete días para cemento Portland normal (ACI-5.11.1). Si se usa cementos de fraguado lento, este periodo debe incrementarse, mientras que si se usa cementos de fragua rápida, puede disminuirse pero nunca a menos de tres días (ACI-5.11.2). En caso de concretos de alta resistencia, el curado debe iniciarse a edad temprana para conseguir resultados satisfactorios. Los concretos curados al vapor pueden reducir el periodo de curado a la décima parte. En general, el proceso no se suspenderá hasta que se haya alcanzado el 70% de la resistencia a la compresión en las probetas curadas bajo las mismas condiciones que el concreto vaciado en obra.

2.3 RESISTENCIA DEL CONCRETO

2.3.1 Resistencia del concreto ante solicitaciones uniaxiales

Resistencia del concreto a la compresión

Este parámetro es obtenido a través del ensayo de un cilindro estándar de 6" (15 cm) de diámetro y 12" (30 cm) de altura. El espécimen debe permanecer en el molde 24 horas después del vaciado y posteriormente debe ser curado bajo agua hasta el momento del ensayo. El procedimiento estándar requiere que la probeta tenga 28 días de vida para ser ensayada, sin embargo este periodo puede alterarse si se especifica. Durante la prueba, el cilindro es cargado a un ritmo uniforme de 2.45 kg/cm²/s. La resistencia a la compresión (f'_c) se define como el promedio de la resistencia de, como mínimo, dos probetas tomadas de la misma muestra probadas a los 28 días. El procedimiento se describe en detalle en las normas ASTM-C-192M-95 y C-39-96.

Para concreto estructural $f'_c \geq 175$ Kg/cm², la resistencia teórica a la compresión es f'_c , sin embargo los cilindros de prueba no deben romperse a f'_c sino a una resistencia mayor llamada f'_{cr} que depende de la desviación estándar del número de pruebas realizadas.

a) Cuando no hay información:

$$\text{Sólo para concretos de } f'_c \leq 350 \text{ Kg/cm}^2 \quad f'_{cr} = f'_c + 85 \text{ Kg/cm}^2$$

Para $f'_c > 350$ Kg/cm² es obligatorio hacer pruebas

b) Cuando hay menos de 15 pruebas:

$$\text{Para concretos de } f'_c \leq 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad f'_{cr} = f'_c + 70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Para concretos } 210 < f'_c \leq 350 \text{ Kg/cm}^2 \quad f'_{cr} = f'_c + 85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Para concretos de } f'_c > 350 \text{ Kg/cm}^2 \quad f'_{cr} = 1.1f'_c + 50 \text{ Kg/cm}^2$$

c) Cuando hay más de 15 pruebas pero menos de 30 el factor de la desviación estándar se modificará como sigue:

15 pruebas: se multiplica por 1.16

20 pruebas: se multiplica por 1.08

25 pruebas: se multiplica por 1.03

30 pruebas o mas: se multiplica por 1.00

La desviación estándar se calcula por:

$$S_s = \left[\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n - 1} \right]^{1/2}$$

Donde x_i = Resistencia individual de una prueba de 2 cilindros

\bar{x} = Promedio de n pruebas

n = número de pruebas consecutivas

Si se usan dos records para obtener por lo menos 30 pruebas

$$\bar{S}_s = \left[\frac{(n_1-1)(S_{s1})^2 + (n_2-1)(S_{s2})^2}{n_1 + n_2 - 2} \right]^{1/2}$$

donde S_s = Desviación Standard para los dos records

S_{s1} y S_{s2} = Desviación Standard para los records 1 y 2 respectivamente

n_1 y n_2 = número de pruebas en los records 1 y 2 respectivamente

d) Cuando hay más de 30 pruebas:

$$\text{Para } f'_c \leq 350 \text{ Kg/m}^2 \quad f'_{CR} \geq f'_c + 1.34S_s \quad (5-1 \text{ ACI})$$

$$f'_{CR} \geq f'_c + 2.33S_s - 35 \quad (5-2 \text{ ACI})$$

$$\text{Para } f'_c > 350 \text{ Kg/m}^2 \quad f'_{CR} \geq f'_c + 1.34S_s \quad (5-1 \text{ ACI})$$

$$f'_{CR} \geq 0.9f'_c + 2.33S_s \quad (5-3 \text{ ACI})$$

Ninguna prueba debe estar menor de 35 kg/m² de f'_c para concreto de $f'_c \leq 350$ kg/m² ni menos de 0.1 f'_c para concretos de más de 350 kg/m².

En ocasiones un período de 28 días para determinar la resistencia del concreto puede resultar muy largo, por lo que se suele efectuar ensayos a los 7 días. La relación entre la resistencia obtenida a los 7 días y la resistencia a los 28 días, es aproximadamente:

$$f'_{c7} \approx 0.67f'_{c28}$$

Empíricamente se puede tomar:

$$f'_{c28} = f'_{c7} + 8 \sqrt{f'_{c7}}$$

En la siguiente tabla se muestra la relación entre la resistencia del concreto a una determinada edad y su resistencia a los 28 días.

Actualmente la norma ASTM-C-39-96 permite utilizar los resultados de ensayos a compresión de probetas no estándar siempre que se les apliquen factores de corrección. La resistencia obtenida constituye una fracción de la resistencia de un cilindro estándar. Los factores de corrección se muestran en la Tabla 2.4.

Tiempo	7 días	14 días	28 días	90 días	6 meses	1 año	2 años	5 años
$f'_{c(t)}/f'_{c28}$	0.67	0.86	1	1.17	1.23	1.27	1.31	1.35

Tabla 2.3 Relación entre la resistencia la compresión del concreto en diferentes etapas y la resistencia a los 28 días

Relación h/d	2.00	1.75	1.50	1.25	1.10	1.00	0.75	0.50
a	1.00	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87	0.70	0.50
b	1.00	1.02	1.04	1.06	1.11	1.18	1.43	2.00

Tabla 2.4 Factores de corrección de resistencia para diferentes relaciones h/d (Tomado de la norma ASTM-C-39-96)

- donde:
- h: Altura de la probeta ensayada
 - d: Diámetro de la probeta ensayada
 - a: Factor de corrección de resistencia de la probeta ensayada
 - b: Razón entre las resistencias de la probeta ensayada y del cilindro estándar

Los factores de corrección antes mencionados se aplican a concretos ligeros de 1600 a 1920 kg/m³ y a concretos normales con resistencia a la compresión entre 140 kg/cm² y 420 kg/cm².

Del mismo modo, existen factores de corrección para las probetas que aún teniendo la misma relación h/d que la probeta estándar, no tienen las dimensiones de ésta. Estos se presentan en la Tabla 2.5.

Dimensiones del cilindro(cm)	$f'_{c \text{ cilindro}} / f'_{c \text{ estándar}}$
5x10	1.09
7.5x15	1.06
15x30	1.00
20x40	0.96
30x60	0.91
45x90	0.86
60x120	0.84
90x180	0.82

Tabla 2.5 Efecto del tamaño del espécimen en la resistencia del concreto.

En Inglaterra, Alemania y muchos otros países de Europa se usan probetas cúbicas para la determinación de la resistencia del concreto. El método de ensayo es descrito en las BS. 1881:1970 parte 3 y 4 (Ref. 28 y 21). El espécimen puede tener 15 ó 20 cm de lado y debe permanecer en el molde durante 24 horas. Luego de este período es curado hasta ser ensayado. Las probetas se prueban, generalmente, a los 3, 7, 28 y hasta 90 días. La carga se aplica a esfuerzo constante e igual a 155 kg/cm²/min. La relación entre las resistencias obtenidas a través del ensayo de cilindros y cubos se presenta en la Tabla 2.6.

f'_c (kg/cm ²)	70	155	200	245	270	345	370	415	450	515
$f'_{c \text{ cilindro}} / f'_{c \text{ cubo}}$	0.77	0.76	0.81	0.87	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96

Tabla 2.6 Relación de la resistencia del cilindro a la del cubo (Tomado de la ref. 21).

Algunos de los factores que afectan la resistencia a la compresión del concreto son:

1. Relación w/c: Es el factor que más influye en la resistencia del concreto y constituye la razón entre el peso del agua y el peso del cemento utilizados en la mezcla. Si w/c disminu-

ye, la porosidad decrece consiguiéndose un concreto denso, de buena calidad y alta resistencia. Esta relación no debe ser menor que 0.25 pues ésta es la cantidad mínima de agua necesaria para la completa hidratación del cemento. Mientras mayor es la relación w/c, menor es la resistencia del concreto.

2. Tipo de cemento: De acuerdo al tipo de cemento, el desarrollo de la resistencia a la compresión varía con el tiempo como se aprecia en la figura 2.3. Sin embargo, puede observarse que después de un cierto tiempo, los concretos elaborados con cementos diferentes alcanzan aproximadamente las mismas características.

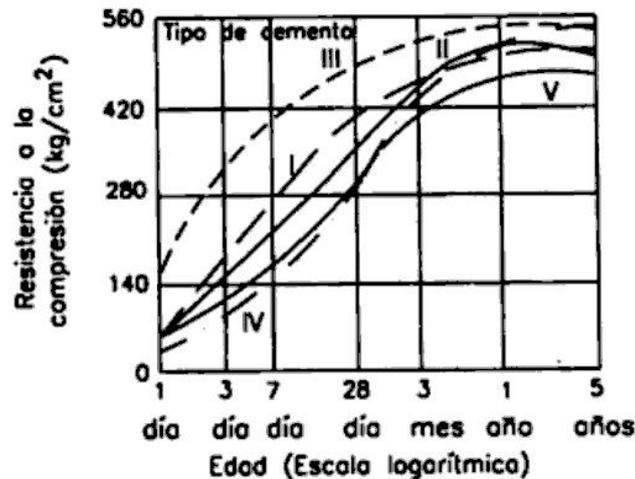


Figura 2.3. Desarrollo de la resistencia a la compresión del concreto en función del tipo de cemento. (ref. 24)

3. Tipo de agregado: La probeta ensayada puede romperse a través de la piedra o en la interfase agregado-pasta. Si el agregado es resistente, el primer caso no se presenta. En cambio, la falla en la interfase piedra-mortero depende del grado de unión de ambos elementos. Este es función de la textura de su superficie, gradación, tamaño máximo, etc. En concretos de alta resistencia, la resistencia del agregado juega un papel muy importante en la resistencia del concreto.
4. Duración del curado: Como se indicó en la sección 2.2.3, la duración del curado influye en la resistencia del concreto.

Resistencia del concreto a la tracción

La resistencia del concreto a la tracción es mucho menor que su resistencia a la compresión constituyendo aproximadamente entre un 8% a 15% de ésta. Para la determinación de este parámetro no se suele usar ensayos directos debido a las dificultades que se presentan sobretodo por los efectos secundarios que generan los dispositivos de carga. Para estimarlo se ha diseñado dos métodos indirectos.

El primero, llamado prueba brasilera o *split-test* consiste en cargar lateralmente el cilindro estándar, a lo largo de uno de sus diámetros hasta que se rompa. El procedimiento está espe-

cificado en la norma ASTM-C-496-96. En la figura 2.4 se muestra los esfuerzos que se generan a lo largo del diámetro cargado. La resistencia a la tensión es igual a:

$$f_{ct} = \frac{2P}{\pi h d} \quad (2-1)$$

donde: f_{ct} : Resistencia a la tracción del concreto
 P: Carga de rotura
 h: Longitud del cilindro
 d: Diámetro del cilindro

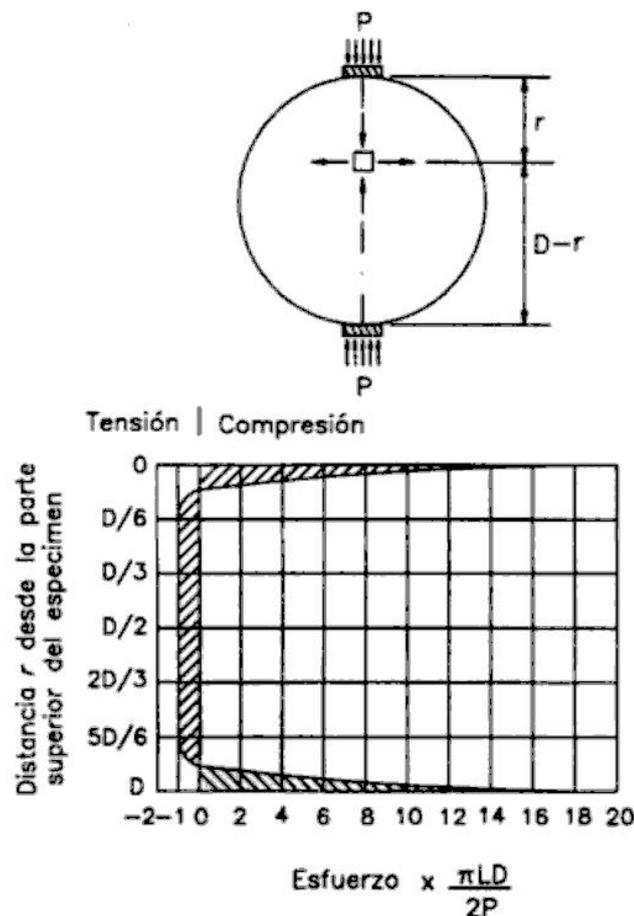


Figura 2.4. Distribución del esfuerzo horizontal en un cilindro cargado sobre un ancho igual a 1/12 del diámetro. (Ref. 28)

El valor de f_{ct} oscila entre $1.59\sqrt{f'_c}$ y $2.2\sqrt{f'_c}$ para concretos normales (Ref. 21, 24). Generalmente se toma:

$$f_{ct} = 1.6\sqrt{f'_c} \quad (2-2)$$

El segundo método consiste en evaluar la resistencia a la tracción a través de pruebas de flexión. Para este ensayo se usa una viga con sección transversal cuadrada de 6" (15 cm) de lado y una longitud igual a 70 cm, con apoyos en los 60 cm. centrales, la cual se

carga en los tercios de la luz entre apoyos. La falla se produce entre los puntos de aplicación de las cargas. El parámetro obtenido recibe el nombre de módulo de ruptura y es igual a:

$$f_r = \frac{M}{S} = \frac{Mc}{I} \quad (2-3)$$

$$f_r = \frac{6M}{bh^2}$$

- donde:
- f_r : Módulo de ruptura.
 - M: Momento flector en la sección de falla.
 - c: Distancia del eje neutro al extremo de la sección.
 - S: Módulo de sección de la viga.
 - b: Ancho de la sección rectangular.
 - h: Peralte de la sección rectangular.

El código del ACI sugiere para este parámetro los siguientes valores (ACI-9.5.2.3):

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad (2-4)$$

(ACI-Ec(9-10))

Los resultados de ambas pruebas se han relacionado y se ha determinado que el módulo de ruptura, f_r , es igual a 1.25 a 1.50 veces la resistencia a la tracción del concreto, f'_c (Ref. 21).

En general, para el diseño, la resistencia a la tracción del concreto es despreciada, excepto en el diseño de algunas estructuras de concreto simple, como cimientos o zapatas sin armar.

2.3.2 Resistencia del concreto al esfuerzo cortante

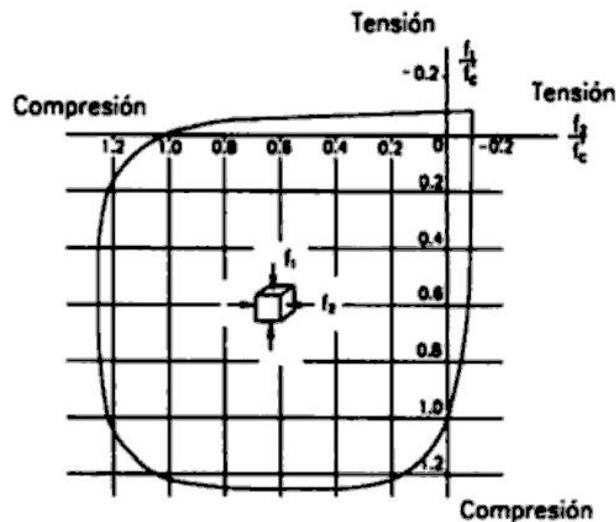
El esfuerzo cortante es una sollicitación que se presenta individualmente en casos muy excepcionales y la mayor de las veces actúa en combinación con esfuerzos normales. La resistencia al corte es difícil de evaluar pues no se puede aislar este esfuerzo de la tensión diagonal.

En el laboratorio, se han obtenido resistencias que varían de $0.2f'_c$ a $0.85f'_c$ (Ref. 27). Este rango tan amplio es explicable dada la dificultad que se tiene para aislar esta sollicitación de otras, en los ensayos utilizados para su determinación. En el diseño, los esfuerzos cortantes se limitan a valores bajos a fin de evitar fallas por tensión diagonal. Este concepto se explicará con más detalle en el capítulo 6.

2.3.3 Resistencia del concreto ante sollicitaciones biaxiales y triaxiales

Kupfer, Hilsdorf y Rüsck han efectuado ensayos en especímenes de concreto sometidos a esfuerzos en dos direcciones perpendiculares. Los resultados de estos experimentos se muestran en la figura 2.5. Como se puede apreciar la resistencia a la compresión biaxial puede ser hasta 27% mayor que la resistencia uniaxial. Además, si ambas cargas son de igual magnitud la resistencia se puede incrementar en aproximadamente 16%. La resistencia a la tracción biaxial prácticamente no difiere de la resistencia a la tracción uniaxial, sin embargo, cargas de tracción

y compresión combinadas tienden a disminuir tanto la resistencia a la compresión como a la tracción.



Aunque no existe en la actualidad una teoría que explique el comportamiento del concreto sometido a compresión triaxial, se han efectuado ensayos de probetas sumergidas en fluidos, los cuales ejercen presiones laterales sobre ellas. Richart, Brandtzaeg y Brown encontraron la siguiente relación empírica para la compresión axial del espécimen confinado:

$$f'_{cc} = f'_c + 4.1f_1 \quad (2-5)$$

donde: f'_{cc} : Resistencia a la compresión axial del espécimen confinado
 f'_c : Resistencia a la compresión uniaxial del espécimen no confinado
 f_1 : Presión de confinamiento lateral

El coeficiente correspondiente a la presión de confinamiento lateral en la expresión (2-5) ha sido discutido por investigadores como Balmer el cual ha encontrado un valor promedio de 5.6 en lugar de 4.1.

2.3.4 Resistencia del concreto a los ataques

- a) A las heladas, deshielos y a las sales contra heladas se usará aire incorporado y concretos con $f'_c \geq 350 \text{ kg/cm}^2$

La cantidad de aire incorporado lo dá el ACI- en la tabla 4.2.1

Tamaño máximo del agregado grueso	% de Aire Incorporado	
	Exposición severa	Exposición moderada
3/8"	7.5	6
½	7.	5.5
¾	6	5
1	6	4.5
1 ½	5.5	4.5

Las relaciones aguas/cemento y los mínimos f'_c los dá el ACI en la tabla 4.2.2

Condiciones de exposición	Max a/c al peso	Mínimo f'_c para concreto normal y liviano
Para baja permeabilidad cuando expuesto al agua	0.50	280 kg/cm ²
Expuesto a heladas, deshielo y sales químicas contra el hielo	0.45	320 kg/cm ²
Para protección contra la corrosión del refuerzo	0.40	350 kg/cm ²

Para concretos expuestos a sales química contra el hielo las máximas cantidades de materiales cementosos en peso, las dá el ACI en la Tabla 4.2.3

Materiales cementos	Max % en peso
Cenizas volátiles o puzolanas (ASTM-(C-618)	25
Escoria ASTM -C-988	50
Sílice (ASTM-C-1240)	10
Total de cenizas, puzolanas, escorias y sílice	50
Total de cenizas, puzolanas y sílice	35

- b) Resistencia a los sulfatos. El ACI indica los requisitos de máxima relación a/c y máxima f'_c en Tabla 4.31

Exposición al sulfato	Sulfato soluble en el terreno % en peso	Sulfato en el agua ppm	Tipo de cemento	Máxima a/c	Mínimo f'_c /kg/m ²
Mínima	$0.0 < SO_4 < 0.1$	$0 < SO_4 < 150$	-	-	-
Moderada. Agua de mar	$0.1 < SO_4 < 0.2$	$150 \leq SO_4 < 1500$	II- IP(MS) IS(MS) P(MS) I(PM-MS) I(SM-MS)	0.50	280
Severo	$0.2 < SO_4 < 2.0$	$1500 \leq SO_4 \leq 10000$	V	0.45	320
Muy severo	$SO_4 \geq 2.00$	$SO_4 > 10000$	V +puzolana	0.45	320

- c) Resistencia a los cloruros para protección del refuerzo. El ACI indica los máximos de cloruros solubles en % del peso del cemento en la Tabla 4.4.1.

Tipo de elemento	Máximo Cl en el concreto % peso cemento
Concreto pretensado	0.06
Concreto armado expuesto a los cloruros en servicio	0.15
Concreto armado que estará seco o protegido de la humedad	1.00
Otros concretos armado	0.30

2.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CONCRETO

2.4.1 Relación esfuerzo-deformación del concreto a compresión

En la figura 2.6 se muestran curvas esfuerzo-deformación para concretos normales de diversas resistencias a la compresión. Las gráficas tienen una rama ascendente casi lineal cuya pendiente varía de acuerdo a la resistencia y se extiende hasta aproximadamente $1/3$ a $1/2$ de f'_c . Posteriormente adoptan la forma de una parábola invertida cuyo vértice corresponde al esfuerzo

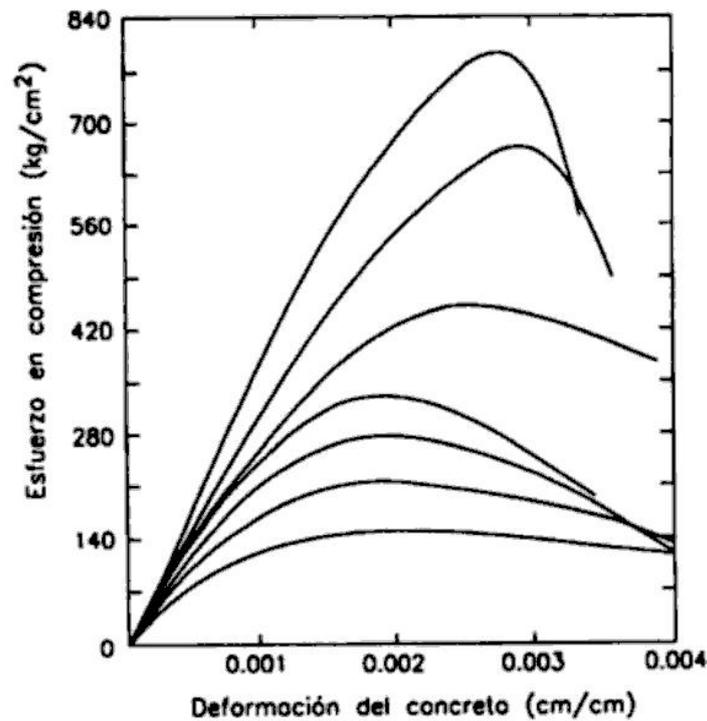


Figura 2.6. Curva esfuerzo-deformación del concreto en compresión. (Ref. 24)

máximo en compresión. La deformación correspondiente a este punto es mayor para los concretos más resistentes. Sin embargo, para los de menor resistencia es casi constante e igual 0.002. La rama descendente de las gráficas tiene una longitud y pendiente que varía de acuerdo al tipo de concreto. Para concretos de resistencias bajas tiende a tener menor pendiente y mayor longitud que para concretos de resistencias mayores. De ello se deduce que los concretos menos resistentes son los más dúctiles. Hognestad y Todeschini han propuesto idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación del concreto, las cuales se muestran en la figura 2.7.

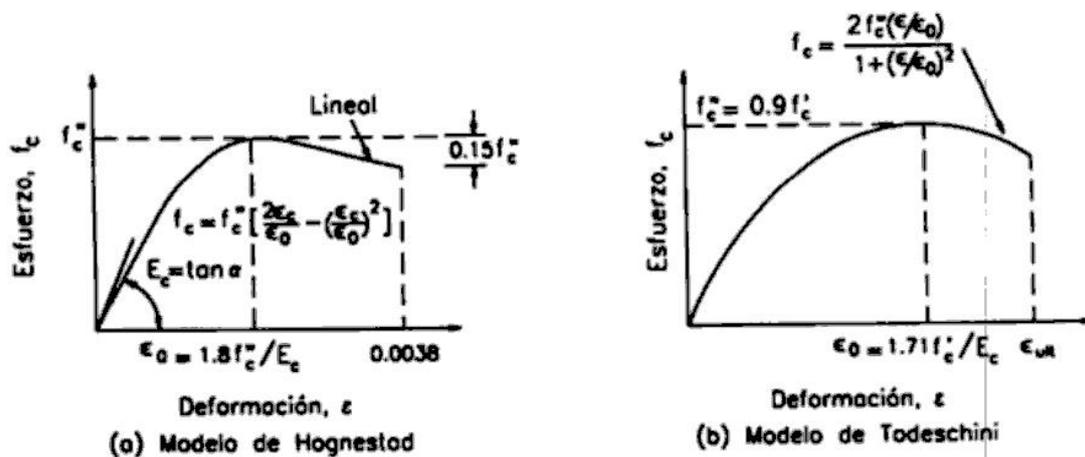


Figura 2.7. Idealización de la curva esfuerzo-deformación de concreto. (Ref. 24)

La curva esfuerzo-deformación del concreto varía de acuerdo a la velocidad de aplicación de la carga como se muestra en la figura 2.8. Si ésta se incrementa a un ritmo mayor, la resistencia máxima obtenida es mayor que si la carga se incrementa a razón menor. Este efecto debe tenerse presente cuando se analice los resultados de las pruebas estándar elaboradas en el laboratorio.

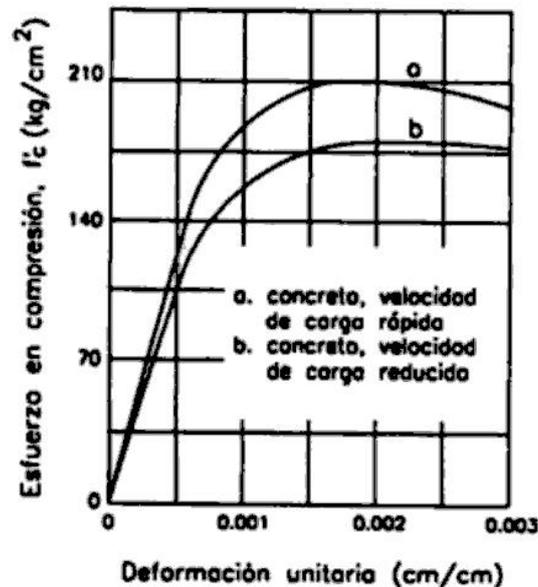


Figura 2.8. Efecto de la velocidad de carga en la resistencia a la compresión del concreto

El módulo de elasticidad de un material es un parámetro que mide la variación de esfuerzo en relación a la deformación en el rango elástico. Es función del ángulo de la línea esfuerzo-deformación y es una medida de la rigidez o resistencia a la deformación de dicho material. El concreto presenta un comportamiento elastoplástico y por ello los esfuerzos no son directamente proporcionales a la deformación. Por lo anterior, ha sido necesario definir términos como módulo secante y módulo tangente en un intento por convenir un valor para el módulo de elasticidad del concreto.

El módulo tangente se define como la pendiente de la recta tangente a la curva esfuerzo-deformación en un punto de ella. En particular, el módulo tangente que corresponde al esfuerzo nulo se denomina módulo tangente inicial. La determinación de este parámetro es difícil pues la recta tangente en el origen no está bien definida. Por su parte, el módulo secante es la pendiente de una recta secante a la curva, que une el punto de esfuerzo cero con otro cualquiera de la curva. El módulo secante es más fácil de determinar que el módulo tangente, por ello, es el más utilizado (ver figura 2.9).

Para definir el módulo de elasticidad del concreto, el ACI emplea el concepto de módulo secante y propone (ACI-8.5.1):

$$E_c = 0.14w^{1.5} \sqrt{f_c} \quad (2-6)$$

donde: E_c : Módulo de elasticidad del concreto

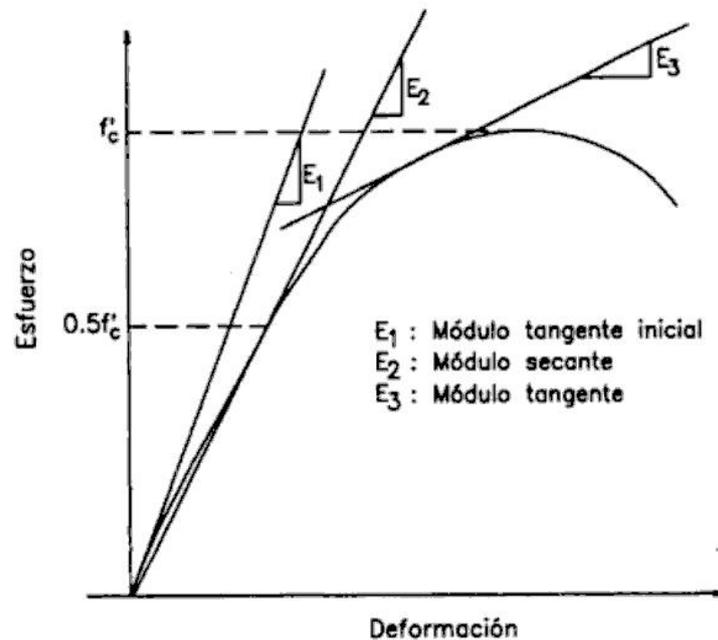


Figura 2.9. Módulo tangente y secante del concreto

w : Peso unitario del concreto en kg/m^3 . La expresión (2-6) es válida si este parámetro está entre 1440 y 2480 kg/m^3 .

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto

Para concretos normales, con pesos unitarios de aproximadamente 2300 kg/m^3 se usa también la siguiente expresión:

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \quad (2-7)$$

2.4.2 Módulo de Poisson

El valor de este parámetro para el concreto oscila entre 0.15 y 0.20. En la figura 2.10 se muestra las deformaciones longitudinales, transversales y volumétricas de una probeta sometida a carga axial. Como se aprecia, el volumen del espécimen disminuye durante casi toda la historia de carga. Solamente en la etapa final, aumenta dadas las grandes deformaciones que experimenta.

2.4.3 Módulo de corte

Por Resistencia de Materiales se sabe que:

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\mu)}$$

Considerando un valor del módulo de Poisson igual a $1/6$ se tiene:

$$G_c = 0.43E_c \quad (2-8)$$

Por comodidad se suele despreciar μ y se toma $G_c = 0.5E_c$.

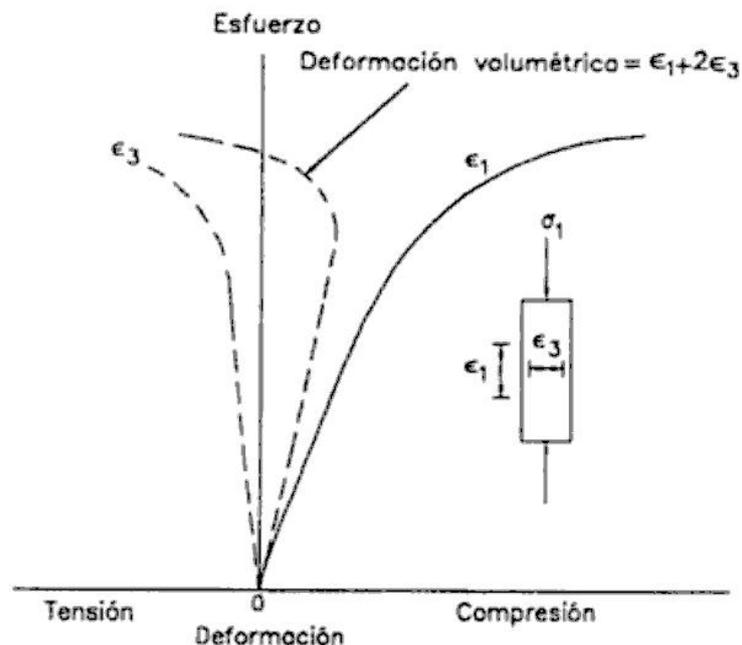


Figura 2.10. Deformaciones longitudinales, transversales y volumétricas de una probeta sometida a carga axial (Adaptado de la ref. 24)

2.5 VARIACIÓN EN EL VOLUMEN DEL CONCRETO

El volumen del concreto varía principalmente por tres causas: contracción de fragua, deformación plástica o *creep* y cambios de temperatura.

2.5.1 Variaciones de volumen por contracción de fragua

El agua que se añade a la mezcla de concreto es casi el doble de la necesaria para hidratar el cemento, pero se incluye para mejorar la trabajabilidad del material. Después del curado, el agua en exceso comienza a evaporar. La contracción de fragua se debe a la pérdida de humedad durante el endurecimiento y secado del concreto. Si éste puede deformarse libremente, disminuye su volumen, pero si contiene armadura o está fijo en alguno de sus extremos se raja. Los concretos vaciados bajo agua están constantemente en un medio húmedo por lo cual no presentan este fenómeno.

A la contracción originada por la pérdida de agua se suma la debida al enfriamiento del concreto después de la fragua, pues como se sabe, este proceso es exotérmico. Estos cambios de temperatura afectan también el volumen del concreto.

Además de la contracción por secado, existe otro tipo de contracción. Se trata de la contracción por carbonatación. Bajo condiciones especiales, ésta puede llegar a igualar la magnitud de las deformaciones por secado.

Algunos de los factores que afectan la contracción del concreto son:

1. Relación agua/cemento: A mayor relación agua/cemento, mayor cantidad de agua disponible para ser evaporada y por lo tanto mayor posibilidad de contracción.
2. Relación volumen/superficie del elemento de concreto: El agua evapora a través de la superficie y por lo tanto mientras ésta sea mayor, las deformaciones por contracción se incrementarán.
3. Humedad del ambiente: El agua evapora por la diferencia de humedad entre dos medios. Si el medio ambiente es muy húmedo, entonces la evaporación será menor.
4. Porcentaje de refuerzo: El refuerzo restringe la contracción del concreto. Una cantidad de refuerzo elevada origina una pequeña contracción con la aparición de gran número de grietas.
5. Tipo de cemento utilizado: Los cementos de fragua rápida y los de bajo calor de hidratación generan concretos con mayor tendencia a la contracción.
6. Agregados: Los agregados restringen la contracción de la pasta de cemento. Los más ásperos y con elevado módulo de elasticidad son los que más la limitan. Si el agregado es pequeño, la contracción aumenta.
7. Aditivos: El cloruro de calcio y las puzolanas aumentan la contracción. Existen aditivos que expanden el concreto.
8. Cantidad de cemento en la mezcla: Las mezclas más ricas contraen más que las pobres.
9. Tamaño de la pieza de concreto: La contracción disminuye con el aumento del volumen del elemento de concreto, pues, el proceso de desecación demora más tiempo ya que el agua debe efectuar un recorrido mayor para llegar a la superficie.

Las deformaciones unitarias finales debidas a la contracción de fragua varían entre 200×10^{-6} y 700×10^{-6} (Ref. 21). Generalmente se toma un promedio de 400×10^{-6} . En las dos primeras semanas se desarrolla del 15% a 30% de la deformación total; en el primer mes del 40% al 80% y en un año, del 70% al 85%. En la figura 2.11 se muestra la deformación por contracción de fragua en el tiempo.

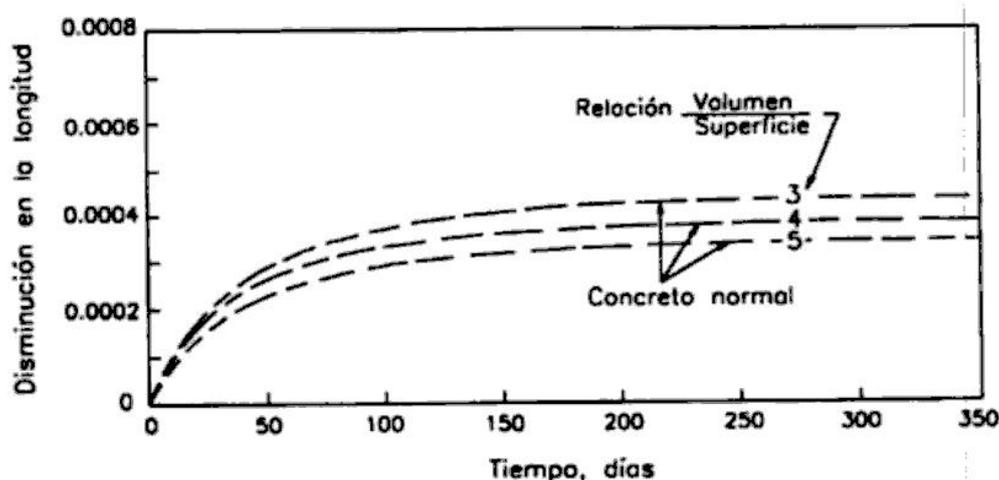


Figura 2.11. Deformación por contracción de fragua. (Adaptado de ref. 23)

Para reducir la contracción de fragua en el concreto es conveniente:

1. Reducir el contenido de agua de la mezcla.
2. Usar agregados no porosos.
3. Curar bien el concreto.
4. Usar juntas de contracción y construcción en la estructura.
5. Proveer refuerzo adicional, llamado de contracción, para limitar el ancho de las grietas.

La contracción es un proceso que puede revertirse sumergiendo el concreto en agua, pero no es totalmente reversible.

2.5.2 Deformación plástica o *creep*

En la figura 2.12 se muestra una gráfica deformación vs tiempo de una muestra sometida temporalmente a la acción de una carga. Inmediatamente después que ésta es aplicada se produce una deformación elástica que se mantiene mientras la carga actúa y una deformación plástica o *creep* que se incrementa con el tiempo. Al retirar la carga, la muestra presenta, instantáneamente, una recuperación elástica de la deformación. Esta, sin embargo, no iguala la deformación elástica inicial. Así mismo se produce una recuperación plástica, la cual después de un cierto periodo de tiempo se estabiliza, manteniéndose una deformación permanente en la muestra.

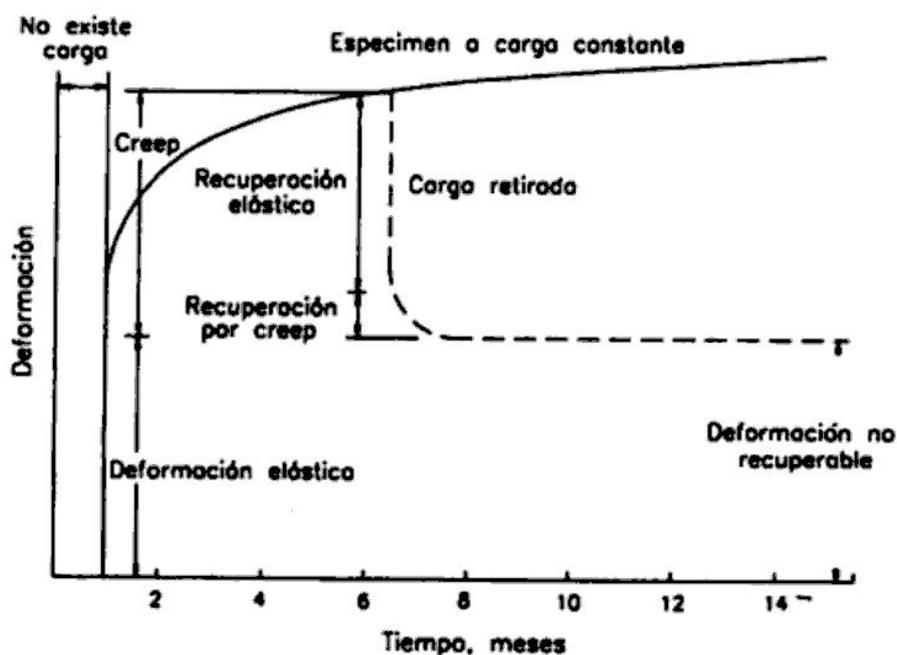


Figura 2.12. Deformación de un espécimen de concreto sometido temporalmente a carga axial. (Ref. 23)

La deformación plástica se debe a la disminución del espesor de la capa de agua que rodea las partículas de los compuestos de la hidratación del cemento. Estas se acercan y con el tiempo algunas se unen. Si la carga se retira parte de la deformación se recupera pero la unión de algunas de las partículas ocasiona que se presenten deformaciones permanentes.

La deformación plástica es de una a tres veces la deformación instantánea elástica. El fenómeno de *creep* incrementa las deflexiones en el tiempo y ocasiona redistribución de esfuerzos en la estructura. Algunos factores que afectan este proceso son:

1. Nivel de esfuerzo a que está sometido el concreto, ya que la deformación es proporcional al esfuerzo.
2. Duración de la carga, mientras la carga se mantenga más tiempo, el efecto del *creep* es mayor. Por eso, las cargas permanentes producen mayor deformación que las cargas vivas.
3. Resistencia y edad a la cual se aplica la carga, si el concreto es cargado a edad avanzada la deformación es menor.
4. Condiciones ambientales, a mayor humedad del medio ambiente, menor deformación plástica. Con una humedad de 50% la deformación es el doble que con una humedad de 100%.
5. Velocidad de carga, mientras más rápido se aplique, más se deforma el concreto.
6. Cantidad y distribución del refuerzo, pues éste restringe las deformaciones.
7. Tipo, finura y contenido de cemento, ya que el cemento presenta deformaciones plásticas que son, aproximadamente, quince veces mayores que las del concreto.
8. Relación w/c, a mayor cantidad de agua, mayor efecto del *creep*.
9. Tipo y gradación del agregado, mientras más denso sea el concreto, el *creep* será menos crítico.
10. Temperatura, se ha demostrado que durante incendios el concreto acentúa su deformación plástica.

La magnitud de la deformación por *creep* puede variar de 2.86×10^{-6} a 28.57×10^{-6} por kg/cm^2 por unidad de longitud (Ref. 21). En promedio, se puede tomar valores entre 1×10^{-6} a 1.5×10^{-6} . En pruebas efectuadas a lo largo de 20 años, se ha comprobado que en dos semanas se alcanzó del 18% a 35% de la deformación total registrada, en 3 meses, del 30% al 70% y en un año, del 64% al 83%. La deformación con el tiempo puede llegar a 2.5 a 3 veces la deformación inicial.

2.5.3 Variaciones de volumen por temperatura

El concreto se expande con el incremento de temperatura y se contrae con su disminución. El coeficiente de dilatación térmica varía con la calidad del concreto y con su edad. Su valor oscila entre $9.2 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ y $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ para temperaturas entre -15°C y $+50^{\circ}\text{C}$. El reglamento alemán recomienda tomar $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ como promedio; otros autores sugieren tomar $11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

2.6 CONCRETO SOMETIDO A CARGAS DE COMPRESIÓN REPETIDAS

El efecto de la acción de cargas repetidas en el concreto varía de acuerdo a la velocidad de su aplicación. Si éstas son de elevada intensidad y se aplican rápidamente, se produce un efecto pronunciado de histéresis en la curva esfuerzo-deformación. Sinha, Gerstle y Tulin han efectuado ensayos de este fenómeno y han obtenido gráficas como la figura 2.13. Como se puede apreciar, la envolvente de los lazos se asemeja mucho a la curva analizada para la aplicación de una sola carga continua. Se observa que existen deformaciones remanentes considerables después de cada descarga. Esto sugiere que el concreto se degrada sucesivamente.

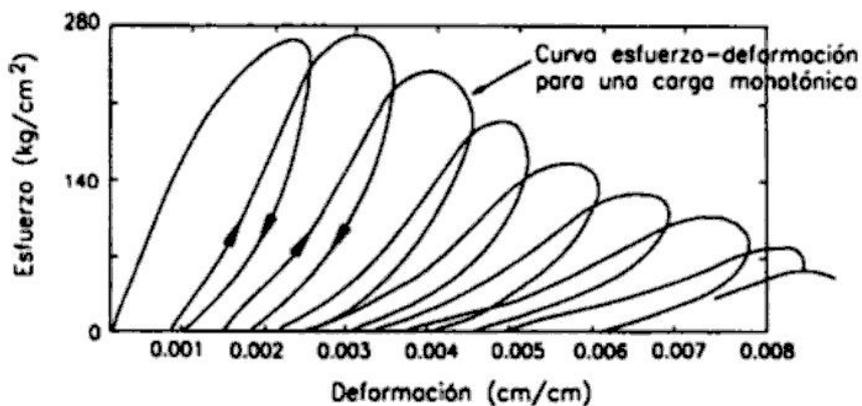


Figura 2.13. Curva esfuerzo-deformación de un espécimen de concreto sometido a cargas cíclicas. (Ref. 24)

Si las cargas repetidas se aplican más lentamente, la gráfica deformación versus tiempo que se obtiene se asemeja a la presentada en la figura 2.14. La deformación plástica toma importancia en este fenómeno. Los ciclos de carga y descarga van disminuyendo la capacidad resistente del concreto. Se ha probado que después de los 10'000,000 de ciclos la resistencia disminuye a aproximadamente un 55 del original (Ref. 16). Este resultado es válido cuando las cargas varían desde un mínimo cercano a cero hasta un máximo predeterminado.



Figura 2.14. Deformación con el tiempo de un espécimen de concreto sometido a cargas repetidas. (Ref. 21)

2.7 EL ACERO

En las secciones precedentes se han mostrado algunas de las características del concreto entre ellas su limitada resistencia a la tracción. Para que este material pueda ser utilizado eficientemente en la construcción de obras de ingeniería se requiere de elementos que le permitan salvar esta limitación. En el caso del concreto armado, el acero es el encargado de esta función.

El acero es una aleación de diversos elementos entre ellos: carbono, manganeso, silicio, cromo, níquel y vanadio. El carbono es el más importante y el que determina sus propiedades mecánicas. A mayor contenido de carbono, la dureza, la resistencia a la tracción y el límite elástico aumentan. Por el contrario, disminuye la ductilidad y la tenacidad. El manganeso es adicionado en forma de ferro-manganeso. Aumenta la forjabilidad del acero, su templabilidad y resistencia al impacto. Así mismo, disminuye su ductilidad. El silicio se adiciona en proporciones que varían de 0.05% a 0.50%. Se le incluye en la aleación para propósitos de desoxidación pues se combina con el oxígeno disuelto en la mezcla. El cromo incrementa la resistencia a la abrasión y la templabilidad; el níquel, por su parte, mejora la resistencia al impacto y la calidad superficial. Finalmente, el vanadio mejora la temperabilidad.

El acero para ser utilizado en concreto armado se fabrica bajo las normas ASTM A615/615 M 04b y A 706 /706M 04 b. En el Perú es producido a partir de la palanquilla pero en el extranjero también se suele conseguir el reciclaje de rieles de tren y ejes usados. Estos últimos son menos maleables, más duros y quebradizos.

El refuerzo del concreto se presenta en tres formas: varillas corrugadas, alambre y mallas electrosoldadas.

2.7.1 Varillas corrugadas y alambres

Las varillas corrugadas son de sección circular y, como su nombre lo indica, presentan corrugaciones en su superficie para favorecer la adherencia con el concreto. Estas corrugaciones deben satisfacer requisitos mínimos para ser tomadas en cuenta en el diseño. Existen tres calidades distintas de acero corrugado: grado 40, grado 60 y grado 75 aunque en nuestro medio sólo se usa el segundo. Las características de estos tres tipos de acero se muestran en la Tabla 2.7.

	f_y (kg/cm ²)	f_s (kg/cm ²)
Grado 40	2800	4900
Grado 60	4200	6300
Grado 75	5300	7000

Tabla 2.7 Características resistentes de los aceros grado 40, 60 y 75.

donde: f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

f_s : Resistencia mínima a la tracción a la rotura.

Para otros casos con $f_y > 4200$ kg/cm² se tomará como f_y la resistencia que comprende a una deformación unitaria de 0.35%

Las varillas se denominan por números y sus características geométricas se presentan en la Tabla 2.8.

#	d_b (in)	d_b (cm)	P(cm)	A_s (cm ²)	w(kg/m)	e(cm)	h(cm)	c(cm)	NEMP
2	1/4	0.635	2	0.32	0.250	–	–	–	
3	3/8	0.952	3	0.71	0.560	0.662	0.038	0.363	
4	1/2	1.270	4	1.29	0.994	0.888	0.051	0.485	
5	5/8	1.588	5	2.00	1.552	1.110	0.071	0.608	
6	3/4	1.905	6	2.84	2.235	1.335	0.096	0.728	
7	7/8	2.222	7	3.87	3.042	1.538	0.111	0.850	x
8	1	2.540	8	5.10	3.973	1.779	0.127	0.973	
9	1 1/8	2.865	9	6.45	5.060	2.010	0.142	1.100	x
10	1 1/4	3.226	10	8.19	6.403	2.250	0.162	1.240	x
11	1 3/8	3.580	11	10.06	7.906	2.500	0.180	1.370	
14	1 11/16	4.300	14	14.52	11.384	3.020	0.215	1.640	x
18	2 1/4	5.733	18	25.81	20.238	4.010	0.258	2.190	x

Tabla 2.8 Varillas corrugadas y sus características

- donde:
- d_b : Diámetro nominal de la varilla.
 - P: Perímetro de la varilla.
 - A_s : Área de la sección transversal de la varilla.
 - w: Peso lineal de la varilla.
 - e: Máximo espaciamiento entre corrugaciones de la varilla.
 - h: Altura mínima de las corrugaciones de la varilla.
 - c: Cuerda de las corrugaciones de la varilla.
- NEMP: No existe en el mercado peruano.

En la figura 2.15 se muestra claramente el significado de los términos e , h y c .

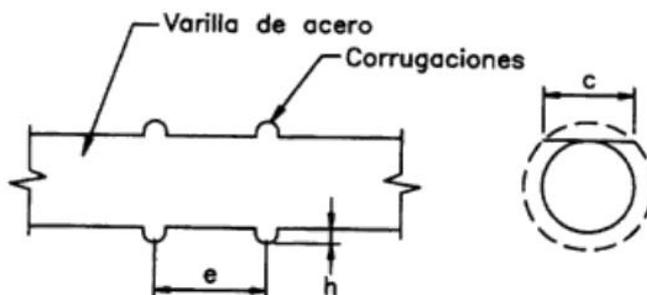


Figura 2.15. Características de las corrugaciones de las varillas de acero

Las varillas de la #3 a la #8 corresponden a un diámetro igual a su denominación en octavos de pulgada. Antiguamente las barras se hacían cuadradas y circulares. Las barras #9, #10, #11, #14 y #18 tienen una sección transversal cuya área es igual a la de barras con sección

cuadrada y lado de 1", 1 1/8", 1 1/4", 1 1/2" y 2". Sus diámetros se calcularon en función a esta característica.

La norma ASTM A-615/615M-04b especifica aceros grado 40 y 60 en todas las denominaciones y acero grado 75 en varillas #11, #14 y #18. La norma ASTM A-706/706M-04b especifica aceros de baja aleación soldables, grado 60. La norma ASTM A-996 /-04 permite el uso de acero provenientes de rieles y ejes.

En el Perú, las varillas #2 se comercializan en rollos y no presentan corrugaciones. Las varillas entre la #3 y #11 se expiden en largos de 30' o 9 m. pudiendo conseguirse en 6 m o 12 m bajo pedido.

El alambre de refuerzo puede ser liso o corrugado y es fabricado bajo las normas ASTM A82-02 y ASTM A-496-02, respectivamente. Se usa, principalmente, como refuerzo transversal en columnas.

El código del ACI establece que para aceros con esfuerzo de fluencia mayor que 4200 kg/cm², se considerará como esfuerzo de fluencia, el esfuerzo correspondiente a una deformación de 0.35%. Este esfuerzo no deberá ser superior a los 5600 kg/cm² (ACI-3.5.3.2, 9.4) excepto para acero de pretensado y para refuerzo en espiral en refuerzo de corte, que cumpla ASTM-A.4-97.

Actualmente, se están desarrollando nuevos tipos de corrugaciones que aumentan la adherencia entre acero y concreto.

2.7.2 Mallas electrosoldadas

Las mallas electrosoldadas se usan en elementos como losas, pavimentos, estructuras laminares y muros en los cuales se tiene un patrón regular de distribución del refuerzo. Están constituidas por alambres lisos o corrugados dispuestos en mallas cuadradas o rectangulares y soldados en los puntos de unión del refuerzo. Sus características están especificadas en las normas, ASTM A-496-02 y ASTM A-497/497 M-02 para alambre liso y corrugado, respectivamente. En el primer caso, se requiere un esfuerzo de fluencia mínimo de 4550 kg/cm² y un esfuerzo último de 5250 kg/cm² y en el segundo, 4900 y 5600 kg/cm², respectivamente. La norma especifica que el esfuerzo de fluencia se mide a una deformación de 0.5%. Sin embargo, el código del ACI señala que siempre que éste exceda 4200 kg/cm², se considerará, para efectos de diseño, que es igual al esfuerzo correspondiente a una deformación de 0.35% (ACI-3.5.3.5, ACI-3.5.3~6). Esta salvedad se debe a que los aceros con esfuerzo de fluencia mayor que 4200 kg/cm² dan resultados poco conservadores cuando se asume un comportamiento elastoplástico del material, tal como lo asume el código.

Por otro lado, el código del ACI, en los mismos artículos, señala que en mallas de alambres lisos, el espaciamiento entre hilos, no será mayor a 30 cm salvo que se utilicen como estribos y en mallas de alambre corrugado, esta separación no será superior a 40 cm. (ACI-3.5.3.5, 3.5.3.6).

El acero de las mallas suele tener menor ductilidad que el convencional pues el procedimiento de fabricación elimina el escalón de fluencia. La deformación de rotura oscila entre 1 y 3% la cual está muy por debajo de la correspondiente a los aceros normales.

2.7.3 Tipos especiales de acero de refuerzo

Existen aceros de refuerzo que presentan protección contra la corrosión. Se trata de los aceros con recubrimiento epóxico y aceros con cubierta de zinc o galvanizados, los cuales están sujetos a las normas ASTM A 775/775M 04a y ASTM-A-767/767-00b. Este tipo de refuerzo aún no se utiliza en el Perú. Se emplea en puentes, estacionamientos, plantas de tratamiento de aguas servidas, pistas y estructuras expuestas al agua, agua de mar, intemperie o ambientes corrosivos o sales para deshielo. El refuerzo con recubrimiento epóxico debe manipularse con cuidado para no estropear la cobertura y, en el diseño, debe tenerse en cuenta que no tiene buena adherencia con el concreto por lo que se deben tomar las previsiones del caso.

2.8 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO

2.8.1 Relación esfuerzo-deformación del acero

En la figura 2.16 se puede apreciar una porción de la curva esfuerzo-deformación para aceros de diversos grados. Como se observa, en la fase elástica, los aceros de distintas calidades tienen un comportamiento idéntico y las curvas se confunden. El módulo de elasticidad es definido como la tangente del ángulo α . Por lo tanto, este parámetro es independiente del grado del acero y se considera igual a:

$$E_s = 2'039,000 \text{ kg/cm}^2 \quad (2-9)$$

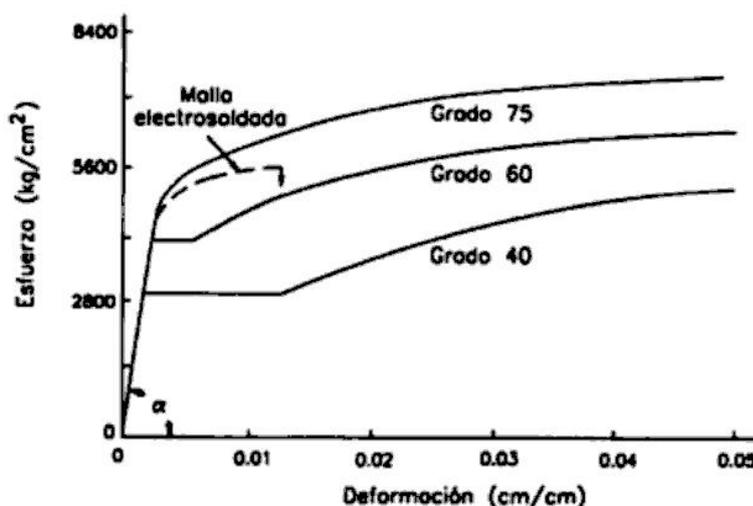


Figura 2.16. Curva esfuerzo-deformación y módulo de elasticidad del acero. (Adaptado de la ref. 27)

A diferencia del comportamiento inicial, la amplitud del escalón de fluencia varía con la calidad del acero. El acero grado 40 presenta una fluencia más pronunciada que los aceros grado 60 y 75.

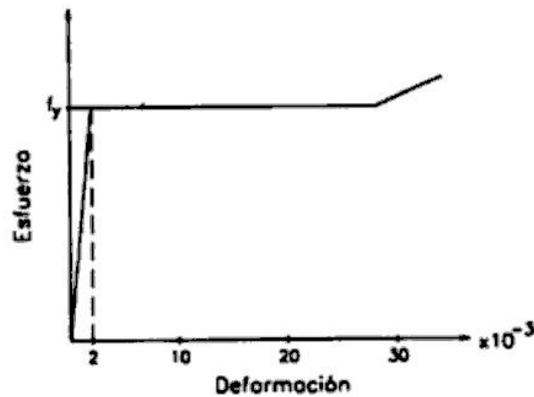


Figura 2.17. Idealización de la curva esfuerzo-deformación del acero asumido por el código del ACI

El código del ACI asume, para el diseño, que el acero tiene un comportamiento elastoplástico (ACI-10.2.4) para pequeñas deformaciones (ver figura 2.17).

El acero es un material que a diferencia del concreto tiene un comportamiento muy similar a tracción y a compresión. Por ello, se asume que la curva estudiada es válida para tracción y compresión.

2.8.2 Coeficiente de dilatación térmica

Su valor es muy similar al del concreto: $11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. Esto es una gran ventaja pues no se presentan tensiones internas entre refuerzo y concreto por los cambios de temperatura del medio. Ambos tienden a dilatarse y contraerse de modo similar.

2.8.3 Maleabilidad

Esta propiedad se garantiza a través de una prueba que consiste en doblar en frío una varilla de acero alrededor de un pin sin que ésta se astille en su parte exterior. El doblar debe ser de 180° para las varillas de todas las denominaciones excepto para las #14 y #18 cuyo doblar es de 90° para A-615, A-616, A-617 y 180° para A-706. El diámetro del pin varía de acuerdo a la varilla ser ensayada y se indica en la Tabla 2.9.

Denominación	Diámetro del pin acero A-615, A-616 y A-617	Diámetro del pin acero A-706
#3, #4 y #5	$3.5 d_b$	$3 d_b$
#6, #7 y #8	$5 d_b$	$4 d_b$
#9, #10 y #11	$7 d_b$	$6 d_b$
#14 y #18	$9 d_b$	$8 d_b$

Tabla 2.9 Diámetros del pin para la prueba de maleabilidad del acero (Ref. 11).

donde: d_b : Diámetro de la varilla ensayada



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

3. Nociones preliminares

En este capítulo se presenta el concepto de adherencia entre acero y concreto y los que se derivan de él: longitud de anclaje, recubrimiento y espaciamiento mínimo, etc., así como algunos criterios básicos para el detallado del refuerzo que es la fase final del proceso de diseño. Aunque no se ha discutido aún el comportamiento del concreto armado sometido a compresión, flexión, corte o torsión, es conveniente presentar estos conceptos primero pues son generales y aplicables a todos estos casos. El detallado final del refuerzo depende de la sollicitación que actúa sobre el elemento y por ello se incluye en el capítulo correspondiente.

3.1 MECANISMO DE ADHERENCIA ENTRE REFUERZO Y CONCRETO

La teoría que se desarrolla en los capítulos siguientes se fundamenta, entre otros principios, en que el concreto se deforma igual que el acero y en que el acero es capaz de desarrollar su esfuerzo de fluencia. Estas hipótesis son válidas siempre que se tomen provisiones para garantizar la adherencia entre ambos materiales.

Son tres los mecanismos que permiten desarrollar la adherencia entre acero y concreto:

1. Adhesión química
2. Fricción
3. Aplastamiento del concreto por las corrugaciones de las varillas

El primero de ellos se presenta cuando los esfuerzos en el acero son pequeños, del orden de 14 a 21 kg/cm². Cuando la adhesión química se rompe entran a actuar los otros dos mecanismos, siendo el aplastamiento del concreto más efectivo que la fricción lo que queda demostrado al observar que las varillas sin corrugaciones se desprenden casi inmediatamente después de perder la adhesión química.

En la figura 3.1 se muestran las fuerzas que actúan en la varilla cuando la adhesión se ha roto. Como se aprecia, la reacción en el concreto no es paralela al acero sino forma un ángulo β con él. Esta inclinación varía entre 45° y 80° y, por lo tanto, la componente radial de esta fuerza no es despreciable. El concreto que rodea el refuerzo está sometido a un estado de esfuerzos como el mostrado en la figura 3.2, similar al de un recipiente de pared delgada sometido a presión interna.

Ante los esfuerzos a que está sometido, el concreto puede presentar dos tipos de falla. La primera se produce cuando los esfuerzos de tensión alrededor del acero superan la resistencia a la tracción del concreto. En la sección de menor espesor, se iniciará la formación de grietas que al desarrollarse ocasionarán la pérdida de adherencia con el refuerzo. El recubrimiento y el

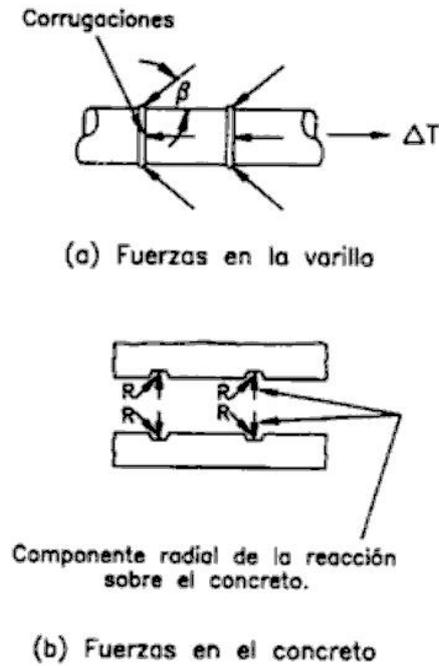


Figura 3.1. Interacción del concreto con las varillas de acero

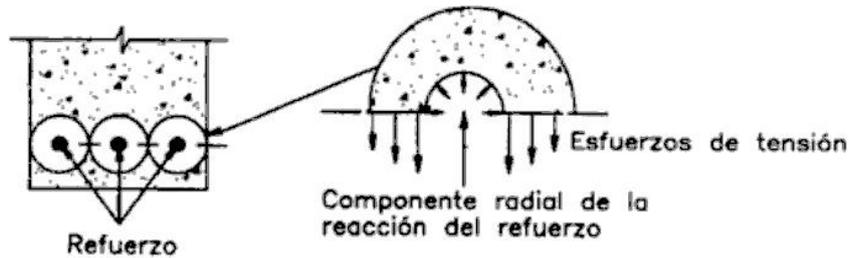


Figura 3.2. Tensión en el concreto generada por las varillas de acero

espaciamiento entre varillas son factores críticos en este caso, como se muestra en la figura 3.3. El segundo tipo de falla se presenta cuando el concreto entre las corrugaciones del acero falla por aplastamiento o desprendimiento, con el consecuente deslizamiento del refuerzo. Esta situación se presenta en la figura 3.4.

Se han diseñado una serie de ensayos para cuantificar la adherencia entre acero y concreto. Uno de ellos consiste en preparar un dado de concreto con una varilla embebida en él. La varilla es traccionada haciendo uso de una gata que se apoya en el dado, comprimiéndolo. La distribución de esfuerzos de adherencia se muestra en la figura 3.5. Esta prueba tiene el inconveniente que el concreto no presenta fisuras, las cuales, en la práctica, alteran la distribución de los esfuerzos. Además, la plancha de apoyo del dado limita las deformaciones laterales del concreto debidas al efecto Poisson y por consiguiente, eleva la adherencia entre acero y concreto. Este ensayo fue muy usado hasta antes de 1950.

Otro tipo de ensayo, desarrollado en la Universidad de Texas, consiste en cargar la viga mostrada en la figura 3.6. Este procedimiento supera de algún modo las deficiencias del anterior

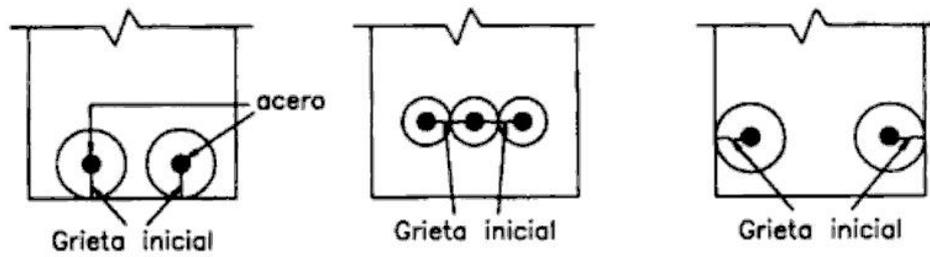


Figura 3.3. Grietas potenciales en el concreto debido a los esfuerzos de adherencia

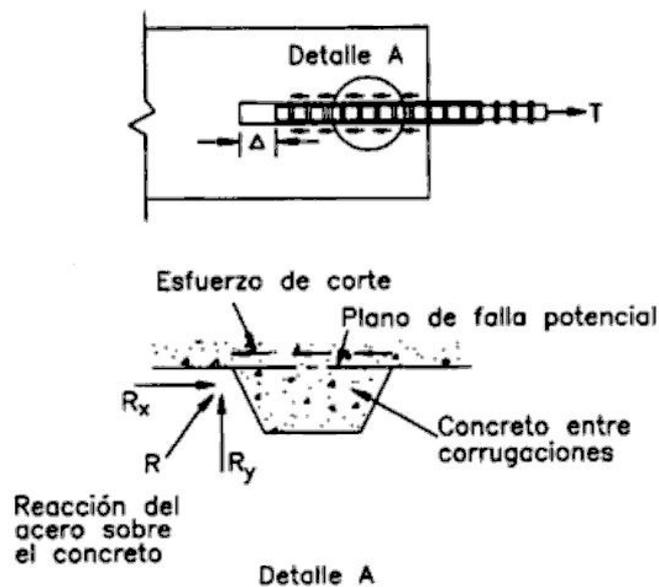


Figura 3.4. Aplastamiento del concreto entre corrugaciones de las varillas de acero

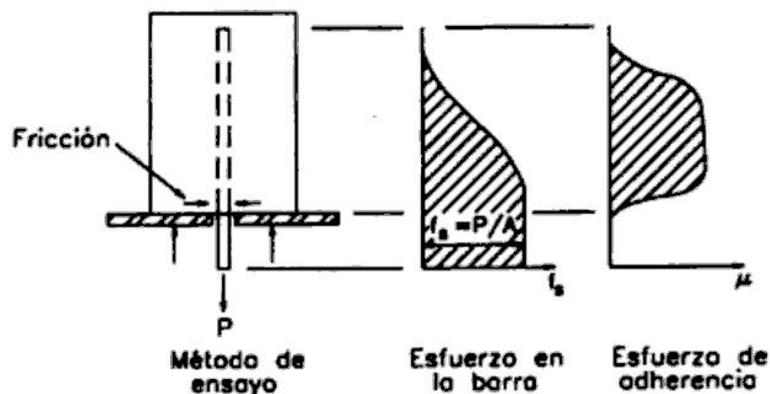


Figura 3.5. Ensayo para la determinación de la adherencia concreto-acero. (Ref. 24)

y conduce a esfuerzos de adherencia mayores que aquél. En los apoyos, el ancho de la viga se aumenta para evitar que la compresión inducida por ellos, influya en los resultados del ensayo. Siendo u_0 el esfuerzo de adherencia entre acero y concreto, supuesto uniforme, se ha podido determinar experimentalmente que:



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

El refuerzo puede ser protegido contra la intemperie por medios, alternativos al recubrimiento de concreto, siempre que se demuestre que son equivalentes a éste. En cualquier caso, el recubrimiento no será menor que el requerido por el acero no expuesto a la intemperie.

En ambientes corrosivos ó para exposiciones severas se recomienda un recubrimiento 5% mayor que los especificados anteriormente.

Para protección especial contra incendios es recomendable un recubrimiento de 5 cm. para muros y losas y 6 cm. para otros elementos. En estos casos, es conveniente armar el recubrimiento con malla de alambre.

3.2.2 Espaciamientos mínimos entre varillas

El código del ACI sugiere los espaciamientos mínimos indicados en la figura 3.7(a) (ACI-7.6).

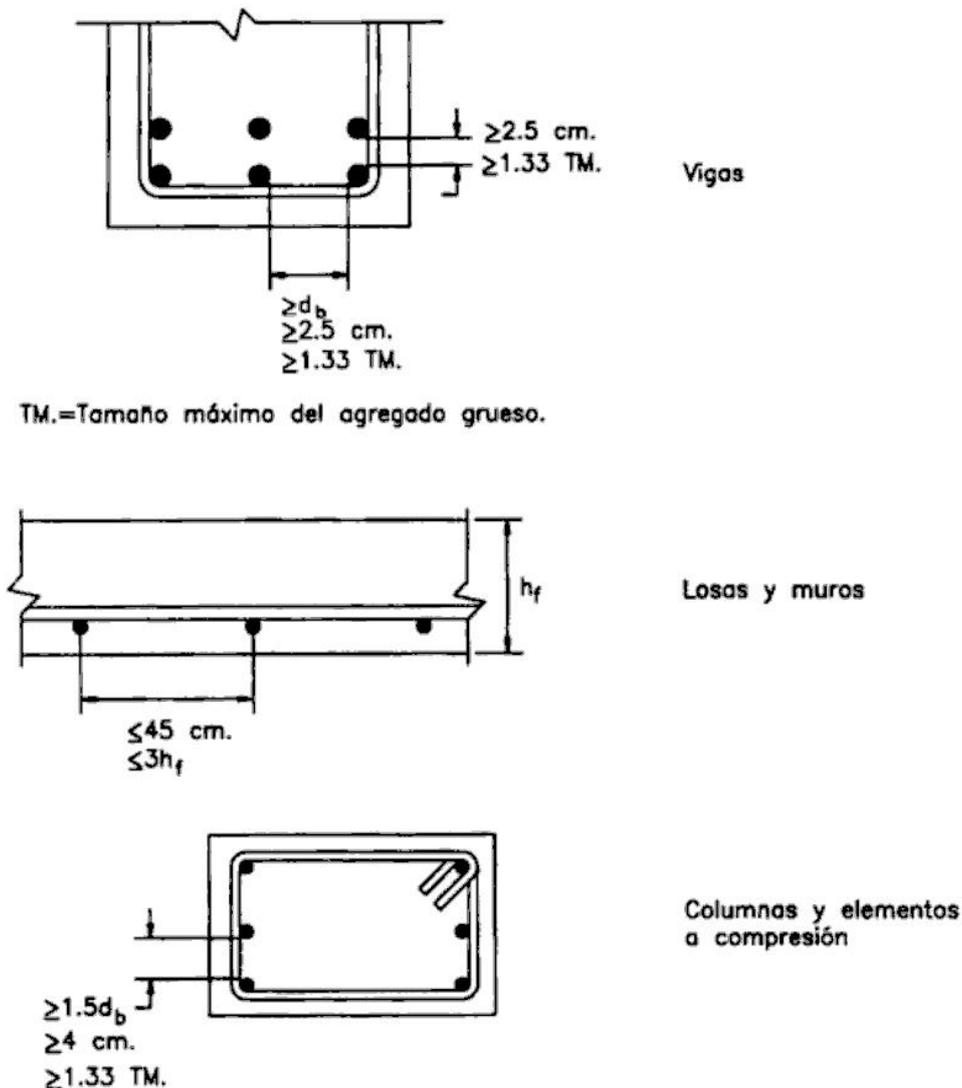


Figura 3.7(a). Espaciamiento mínimo entre varillas

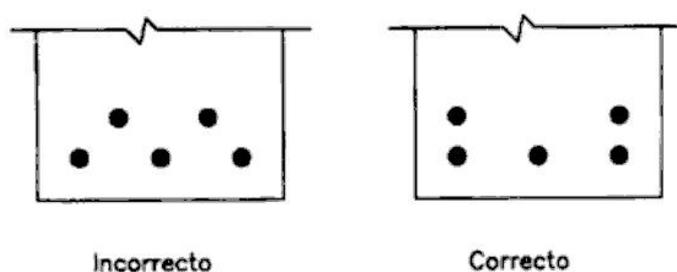


Figura 3.7(b). Distribución del refuerzo

Las barras de acero colocadas en varias capas deberán alinearse para facilitar el colado del concreto e impedir que los agregados sean retenidos en la armadura (ver figura 3.7(b)).

3.3 LONGITUD DE ANCLAJE O DESARROLLO DEL REFUERZO

En la sección 3.1 se ha presentado el mecanismo de desarrollo de adherencia entre concreto y acero y los esfuerzos que se generan en ambos. Estos últimos se presentan bajo una distribución variable que es función del patrón de fisuras que exhibe el elemento. Dado que este patrón es impredecible, no es práctico garantizar el anclaje del refuerzo analizando los esfuerzos a lo largo de el acero.

En la práctica, el código del ACI hace uso del concepto de longitud anclaje para asegurar la adecuada adherencia acero-concreto. Se define longitud de anclaje como la longitud de la varilla de acero que se requiere embeber en concreto para garantizar el desarrollo de su resistencia de diseño a partir de una determinada sección crítica. La longitud de anclaje dependerá de las características de la barra: diámetro, ubicación, recubrimiento, y del concreto que la rodea: normal o ligero.

En lo que sigue se presentará las expresiones que permiten determinar la longitud de anclaje del refuerzo bajo situaciones diversas. En la formulación presentada, el valor del término $\sqrt{f'_c}$ está limitado a 26.5 (ACI-12.1.2) pues experimentalmente se ha demostrado que para concretos de alta resistencia, la longitud de anclaje no se reduce proporcionalmente al incremento de $\sqrt{f'_c}$.

3.3.1 Longitud de anclaje en varillas de acero en tensión

En versiones anteriores del código, el procedimiento para evaluar la longitud de anclaje en tensión era sumamente laborioso, por lo que en la presente versión el proceso se ha simplificado notablemente. Anteriormente, era necesario evaluar un parámetro denominado longitud básica de anclaje y posteriormente afectarlo de una serie de factores que tenían en cuenta la ubicación de la barra, su recubrimiento, el tipo de concreto que la embebía, etc. En la formulación actual, los factores más importantes que afectan la adherencia acero-concreto están presentes en la expresión propuesta para evaluar, directamente, la longitud de anclaje.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

	$\leq \#6$	$\geq \#7$
Espaciamiento $\geq d_b$ Recubrimiento $\geq d_b$ Estribos a lo largo del anclaje ó espaciamiento $\geq 2 d_b$	$l_d = 44 d_b$	$l_d = 55 d_b$
Otros casos	$l_d = 66 d_b$	$l_d = 82 d_b$

Donde se puede ver que si no se cumplen los requisitos de espaciamientos y estribos, las longitudes de anclaje deben ser 50% mayores.

En los miembros sometidos a flexión, la longitud de anclaje en tensión podrá ser reducida si el área de refuerzo requerida por análisis es menor que la provista (ACI-12.2.5). En este caso el factor de reducción será: $A_{s \text{ requerida}}/A_{s \text{ provista}}$. Esta provisión no es válida cuando se requiera, específicamente, que el refuerzo sea anclado para desarrollar su esfuerzo de fluencia. Tampoco es válida en zonas de riesgo sísmico. Siempre que se cuente con espacio suficiente para desarrollar totalmente el refuerzo, es aconsejable no tomar en cuenta este factor para tener mayor margen de seguridad ante una eventual sobrecarga de la estructura.

Anclaje de mallas electrosoldadas en tracción

Las mallas electrosoldadas de hilos lisos se considerarán convenientemente ancladas si cumplen las condiciones presentadas en la figura 3.8. La sección crítica es aquella donde se requiere que el refuerzo desarrolle su esfuerzo de fluencia. Adicionalmente, la longitud de anclaje, medida de la sección crítica al alambre más alejado de ella, deberá satisfacer (ACI-12.8):

$$l_d \geq 1.02 \frac{A_w}{S} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \psi_s \quad (3-5)$$

$$l_d \geq 15\text{cm.} \quad \text{ACI Ec ACI (12-3)}$$

donde: A_w : Área de un alambre de la malla electrosoldada.

s_w : Espaciamiento entre los alambres de la malla electrosoldada.

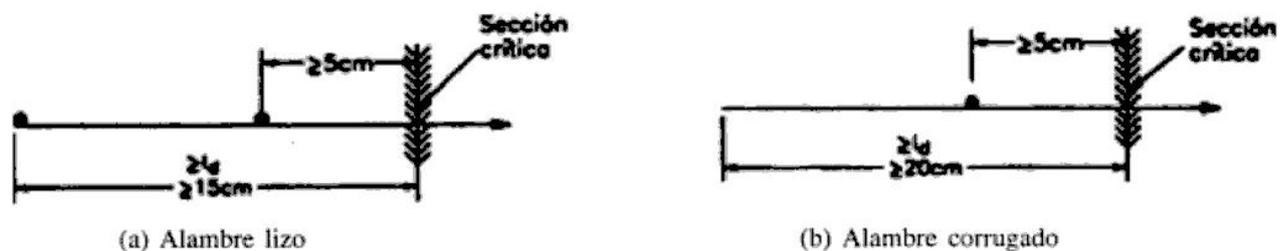


Figura 3.8. Longitud de anclaje en tracción de mallas electrosoldadas

La longitud de anclaje de las mallas electrosoldadas de alambres lisos podrá ser reducida por exceso de refuerzo de modo similar al provisto en la sección precedente. La longitud de anclaje no se considerará menor que 15 cm. salvo para el cálculo de longitudes de empalme.

La longitud de anclaje de las mallas de alambre corrugado será igual al producto de la longitud de anclaje de los hilos individuales por uno de los siguientes factores (ACI-12.7.2, 12.7.3):

1. Para mallas con, por lo menos, un hilo paralelo a la sección crítica, a lo largo de la longitud de anclaje, ubicado a no menos de 5 cm. de ésta, el factor será el mayor de los siguientes:

$$\left(\frac{f_y - 2465}{f_y} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{5d_b}{S} \right) \leq 1$$

2. Para mallas sin hilo paralelo a la sección crítica a lo largo de la longitud de anclaje o si éste se encuentra a menos de 5 cm. de ésta, el factor será igual a la unidad.

Si se utiliza el primer factor para el cálculo de la longitud de anclaje, entonces se podrá considerar que el factor de tratamiento superficial de las barras, Ψ_c , es igual a la unidad.

La longitud de anclaje de mallas electrosoldadas de alambres corrugados podrá ser reducida por exceso de refuerzo pero no será menor que 20 cm. a menos que sea para efecto del cálculo de longitudes de empalme. Si la malla electrosoldada cuenta con algún hilo liso en la dirección en que ésta es anclada, la determinación de su longitud de anclaje se efectuará tomando en cuenta las provisiones propuestas para mallas de alambres lisos (ACI-12.7.4).

3.3.2 Longitud de anclaje en varillas de acero en compresión

La longitud de anclaje en compresión es menor que la longitud de anclaje en tensión pues el concreto no presenta rajaduras que generen una distribución irregular de esfuerzos. Además, parte de la compresión se transmite por aplastamiento del concreto en el extremo de la varilla.

Para la determinación de la longitud de anclaje en compresión, la versión actual del código ha mantenido el procedimiento utilizado anteriormente. Primeramente, se evalúa la longitud básica de anclaje y posteriormente, ésta es afectada por los factores que son aplicables a cada caso.

La longitud básica de anclaje a compresión es (ACI-12.3.2):

$$l_{dc} = 0.08d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (3-6)$$

y deberá cumplirse:

$$l_{dc} \geq 0.004d_b f_y \quad (3-7)$$

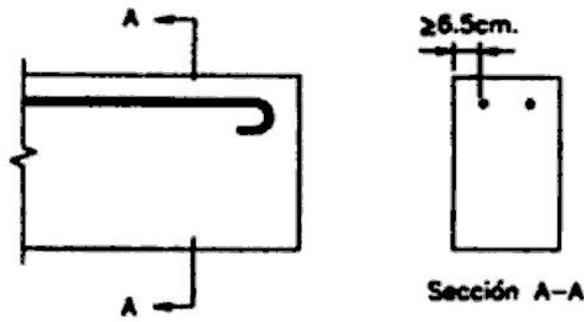
La longitud básica de anclaje podrá ser multiplicada por los siguientes factores, en caso de satisfacer los requerimientos necesarios (ACI-12.3.3):



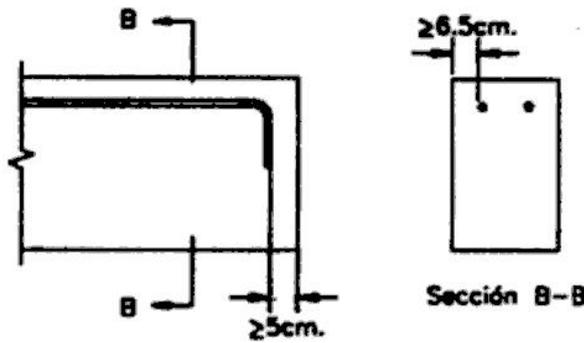
You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



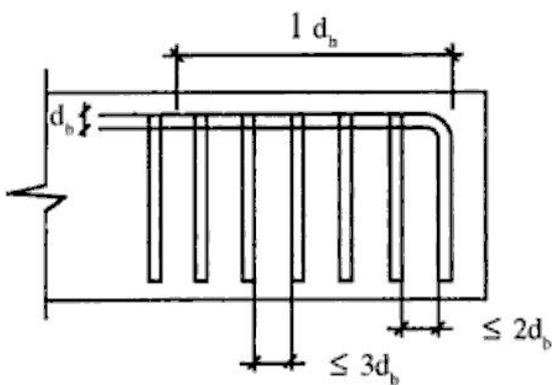
You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



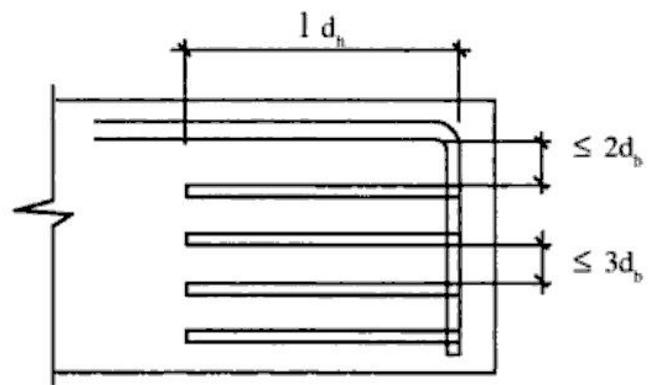
(a) Gancho a 180°



(b) Gancho a 90°



(c) Gancho a 90°



(d) Gancho a 90°

Figura 3.10. Condiciones para la aplicación de los factores de corrección para la determinación de la longitud de anclaje de los ganchos estándar



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

3.5 EMPALMES DE VARILLAS

Los empalmes son utilizados cuando la longitud del refuerzo en un elemento excede la longitud comercial de las varillas de acero y es necesario unir dos de ellas para conseguir el largo adecuado. También se presentan en los nudos o apoyos y cuando se desea cambiar el diámetro de las varillas. Deben ubicarse en las zonas menos esforzadas para no disminuir la resistencia de la pieza y su distribución será especificada en los planos. Existen tres tipos de empalme: empalme traslapado, empalme soldado y empalme mecánico.

3.5.1 Empalme traslapado

El empalme traslapado consta de las dos varillas a empalmar, una a continuación de la otra, con una cierta longitud de traslape. La fuerza en una barra se transfiere al concreto que la rodea por adherencia y, simultáneamente, por el mismo efecto, del concreto a la otra barra. La distribución de esfuerzos es similar a la mostrada en la figura 3.12. La eficiencia de un empalme depende del desarrollo de la adherencia a lo largo de la superficie de las varillas y de la capacidad del concreto para transferir los elevados esfuerzos cortantes que se generan. Los empalmes traslapados tienen la desventaja que el concreto que los rodea presenta grietas locales irregulares.

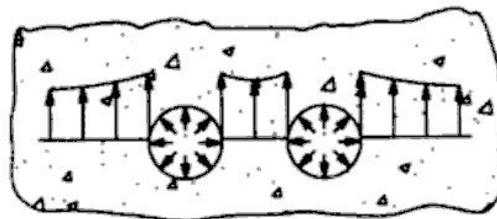
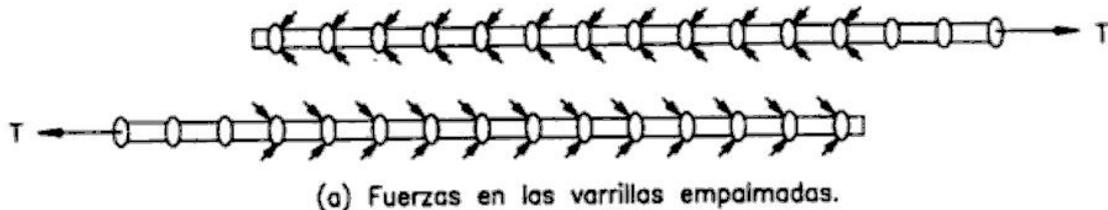


Figura 3.12. Fuerzas en el acero y el concreto en empalmes traslapados

El empalme traslapado con contacto es mejor pues se puede amarrar el acero con alambres. Si las varillas empalmadas no están en contacto directo, no deberán separarse más de un quinto de la longitud del empalme ni más de 15 cm. pues sino se genera una sección no reforzada entre varillas que favorece el agrietamiento (ACI-12.14.2.3).

El código del ACI recomienda que no se debe usar empalmes traslapados para varillas mayores a la #11 (ACI-12.14.2.1).



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

3.5.3 Empalmes a tope

Este tipo de empalme se emplea sólo para varillas en compresión encerradas con estribos cerrados o espirales. Las varillas empalmadas deberán terminar en superficies planas con un error de alineación menor que 1.5° respecto a una recta perpendicular al eje de las barras. Para conseguir un correcto alineamiento, se suelen emplear manguitos como el que se muestra en la figura 3.16.

Los empalmes a tope se colocarán escalonados o sino, se colocarán barras adicionales, las cuales tendrán una resistencia a la tracción mayor que el 25% del esfuerzo de fluencia (ACI-12.17.4).

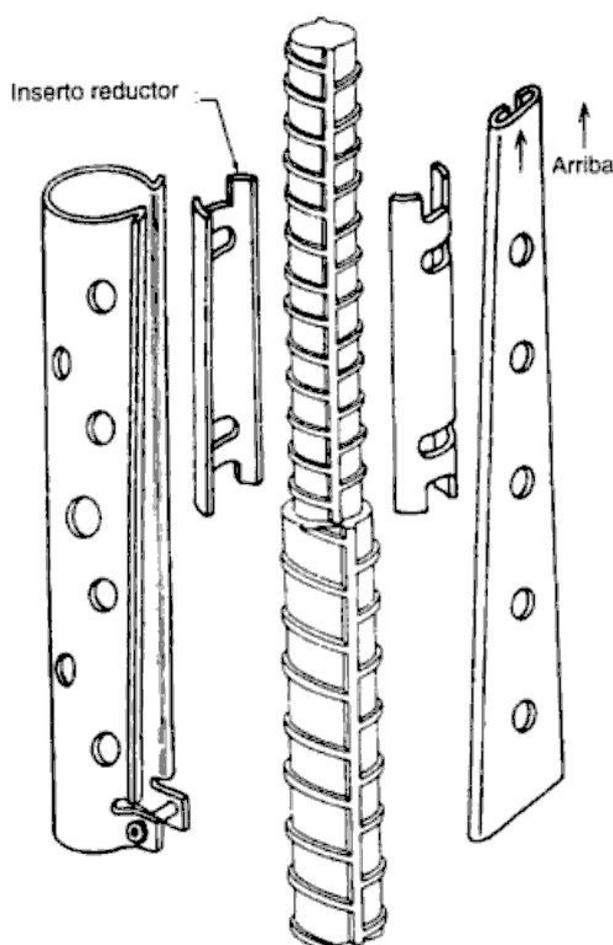


Figura 3.16. Dispositivo para empalme a tope. (Ref. 24)

3.6 PAQUETES DE VARILLAS

En ocasiones, el proyectista tiene la necesidad de distribuir un gran número de varillas en elementos de dimensiones reducidas que no permiten cumplir los requerimientos mínimos de recubrimiento y espaciamiento. En estos casos es conveniente hacer uso de los paquetes de barras.

Para que los varillas que conforman los paquetes funcionen como una unidad es necesario que estén limitadas a cuatro como máximo y que estén unidas mediante alambre. No es conveniente usar varillas mayores a la #11 para elaborar paquetes a ser usados en vigas (ACI-7.6.6).

Las barras que conforman un paquete no deben ser empalmadas simultáneamente. Los empalmes deben escalonarse a una distancia de por lo menos $40d_b$, donde d_b es el diámetro de las varillas del paquete.

Para efectos de calcular espaciamientos entre paquetes, recubrimiento, longitudes de anclaje, etc. se tomará d_b igual al diámetro de una varilla hipotética cuya área es igual al área total del paquete. Las longitudes de anclaje, tanto a tensión como a compresión, serán afectadas por un factor de 1.2 si se trata de un paquete de tres barras y de 1.33 si son cuatro. Esta corrección toma en consideración el hecho que el perímetro efectivo para desarrollar adherencia es menor en este caso que en el caso de varillas separadas.

El recubrimiento de paquetes de barras es igual a su diámetro equivalente pero no se requiere que sea mayor que 5 cm. salvo para concreto vaciado contra el terreno donde será 7.5 cm.

3.7 TUBERÍAS EMPOTRADAS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

El tendido de tuberías es inevitable en cualquier estructura ya que éstas constituyen los elementos básicos de los sistemas de instalaciones eléctricas, sanitarias, electromecánicas, etc. Lo ideal es que ellas no estén empotradas en el concreto, principalmente las sanitarias, para que de este modo el mantenimiento de los sistemas sea rápido y sin complicaciones. Sin embargo, esto no siempre es posible y por ello, el código del ACI propone algunas recomendaciones al respecto (ACI-6.3).

Las tuberías podrán empotrarse en el concreto si son de un material que no lo afecte y si se considera, para el diseño, que no reemplazan estructuralmente al concreto desplazado. Los conductos de aluminio serán utilizados sólo si están adecuadamente recubiertos para prevenir la reacción aluminio-concreto o la acción electrolítica entre aluminio y acero, la cual se desarrolla en presencia de iones cloruros.

Las tuberías empotradas en losas, vigas o muros no afectan significativamente la resistencia de la estructura. Salvo que el ingeniero estructural apruebe lo contrario, su diámetro exterior debe ser menor que un tercio el espesor de la losa, viga o muro y su espaciamiento, centro a centro, no será menor que tres veces su diámetro. En losas, se ubicarán entre el refuerzo superior e inferior excepto si pertenecen al sistema de calefacción. Los conductos dentro de columnas, incluyendo las piezas de empalme, no deberán desplazar más del 4% del área de la sección transversal utilizada para el cálculo de su resistencia.

Se podrá considerar que los conductos y tuberías reemplazan estructuralmente el concreto que desplazan si:

1. No están expuestos al deterioro o herrumbre.
2. Están hechas de fierro, fierro galvanizado o acero de espesor mayor que Schedule 40.
3. Tienen un diámetro interno nominal menor que 5cm. Y su espaciamiento, centro a centro es mayor que tres veces su diámetro exterior.

Los conductos deberán instalarse de modo que no se requiera mover el refuerzo de su posición prevista. Su recubrimiento será mayor que 4 cm. para concreto expuesto al terreno o intemperie y mayor que 2 cm. para concreto en el interior de edificaciones. No deberán conducir líquidos, gas o vapor de agua a una presión mayor que 3.5 kg/cm² ni a una temperatura superior a los 32 °C hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia de diseño.

3.8 TOLERANCIAS

Las tolerancias en la colocación longitudinal del refuerzo serán:

- a) Dobleces y términos del refuerzo ± 5 cm.
- b) Término del refuerzo en extremos libres ± 2.5 cm.
- c) Término del refuerzo en extremos libres de braquetes y consolas ± 1.25 cm.

3.9 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

Se ubicarán en el tercio central de las losas, vigas y viguetas.

En las vigas principales se ubicarán por lo menos a dos veces el ancho de las vigas perpendiculares.

Las losas, acartelamientos, capiteles, panales caídos, se vaciarán monolíticamente con las vigas.

Se debe tratar que las juntas no disminuyan la resistencia de la estructura. Se deben tomar precauciones para transferir correctamente el corte y otros esfuerzos a través de la junta. Es recomendable colocar las juntas en punto de corte cero y máximo momento positivo.

La superficie de la junta debe limpiarse y estar libre de lechada de cemento. Antes de colocar el nuevo concreto se debe mojar el concreto viejo y remover el exceso de agua.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Sin embargo, esta carga está por encima de los valores registrados experimentalmente, lo cual se debe a que las probetas utilizadas para la determinación de la resistencia máxima del concreto se elaboran en condiciones diferentes que los elementos ensayados. Se ha determinado que la resistencia de rotura del concreto en compresión en estos miembros es igual al 85% de la resistencia máxima obtenida en la prueba del cilindro. Por lo tanto, la resistencia última es:

$$P_n = A_{st} f_y + 0.85(A_g - A_{st}) f'_c \quad (4-1)$$

En la figura 4.1 se muestra la curva carga versus deformación para columnas con estribos y con espirales de diferente paso. Se observa que una vez alcanzada la carga última, el comportamiento de las columnas depende del tipo de refuerzo transversal.

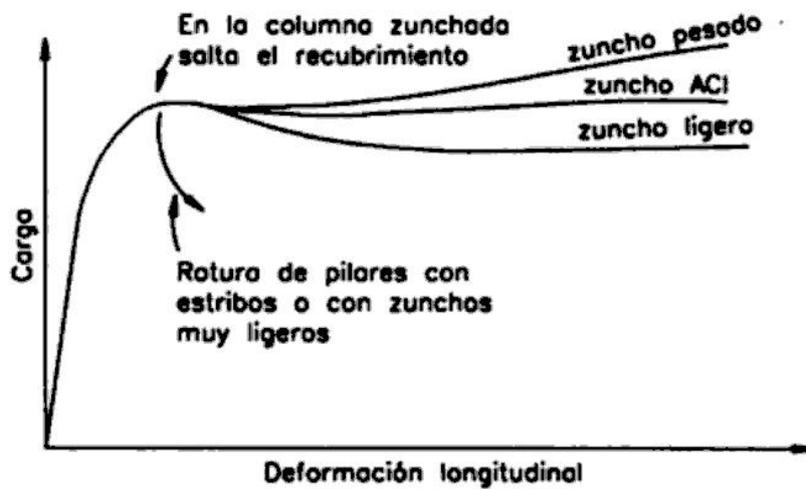


Figura 4.1. Comportamiento de elementos de concreto armado sometidos a compresión pura

Si el elemento está provisto de estribos, la falla es inmediata y frágil al alcanzar la resistencia última. Por el contrario, si la pieza cuenta con refuerzo en espiral, es capaz de desarrollar grandes deformaciones con una pequeña pérdida de resistencia. En el primer caso, el acero longitudinal se pandea entre estribos y el recubrimiento de concreto se desprende reduciendo la sección de la pieza. En el segundo, desprendido el recubrimiento, el refuerzo transversal comienza a actuar impidiendo la deformación transversal y la resistencia se incrementa nuevamente. El núcleo de concreto, sometido a compresión, tiende, por efecto de la deformación transversal de Poisson, a ensancharse transversalmente y tracciona el refuerzo transversal. Por equilibrio, éste comprime el núcleo en dirección radial y lo somete a un estado triaxial de esfuerzos que incrementa su resistencia como se discutió en la sección 2.3.3. Finalmente, se produce la falla de la pieza luego de haber alcanzado grandes deformaciones.

El incremento de la resistencia a la compresión en elementos con refuerzo en espiral depende básicamente del confinamiento conseguido a través del acero transversal, el cual, a su vez, es función del paso de la hélice. La resistencia alcanzada en la etapa final de carga puede ser mayor, menor o igual que la obtenida inicialmente. En la figura 4.2 se muestra el diagrama

de cuerpo libre del refuerzo en espiral del cual se puede plantear la siguiente ecuación de equilibrio:

$$2A_e f_y = f_z s d_c$$

$$f_z = \frac{2A_e f_y}{s d_c} \quad (4-2)$$

- donde: A_e : Área de la sección del refuerzo en espiral.
 f_z : Presión de ejercida por el espiral sobre el concreto.
 s : Paso de la espiral.
 d_c : Diámetro del núcleo de concreto.

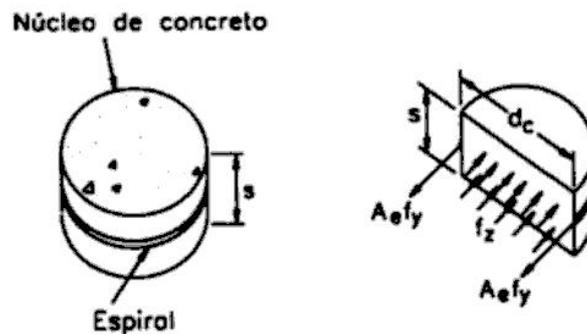


Figura 4.2. Diagrama de cuerpo libre de elemento zunchado

Se define, ρ_s como la relación entre el volumen del zuncho y el volumen de concreto zunchado:

$$\rho_s = \frac{\pi d_c A_e}{\frac{\pi d_c^2}{4} s} = \frac{4A_e}{d_c s} \quad (4-3)$$

Para que la resistencia aportada por el refuerzo en espiral, sea igual que la pérdida por desprendimiento del recubrimiento, se debe cumplir:

$$(A_g - A_{ch}) 0.85 f'_c \approx 2 f_{yt} \rho_s A_{ch} \quad (4-4)$$

- donde: A_g : Área de la sección bruta de la columna.
 A_c : Área del núcleo de la columna medido al exterior del espiral.

De (4-3) y (4-4) se deduce que:

$$\rho_s \approx 0.425 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

módulos de elasticidad del acero y del concreto y está dada por un número entero. Algunos valores de n para diversas calidades de concreto se muestran en la Tabla 4.1.

f'_c (kg/cm ²)	210	280	350	420	560
n	9	8	7	6	5

Tabla 4.1 Relación modular para diversas calidades de concreto

Por compatibilidad de deformaciones:

$$f_s = n f_t \quad (4-9)$$

Combinando (4-8) y (4-9):

$$N = f_t (A_c + A_s n) \quad (4-10)$$

Si la carga N se incrementa, el concreto finalmente se rajará y sólo el acero aportará resistencia. Esta situación corresponde al tramo AB de la curva esfuerzo-deformación. En este caso:

$$N = A_s f_s \quad (4-11)$$

Al producirse el fisuramiento del concreto, las expresiones (4-10) y (4-11) son iguales:

$$A_s f_s = f_t (A_c + A_s n)$$

Despejando f_s :

$$f_s = \frac{A_c + A_s n}{A_s} f_t \quad (4-12)$$

El esfuerzo en el acero podrá incrementarse hasta que alcance su límite de fluencia. En esta etapa, la carga N será:

$$N = A_s f_y \quad (4-13)$$

Las expresiones presentadas se emplean para el diseño de piezas a tracción. Si la estructura, por su naturaleza y funcionalidad, admite fisuramiento entonces es posible efectuar un diseño bajo cargas últimas, es decir, amplificando las sollicitaciones y reduciendo la capacidad resistente. En este caso, se deberá verificar:

$$N_u \leq \phi A_s f_y \quad (4-14)$$

Si es preciso controlar la formación de grietas en el concreto, se debe analizar la situación en la que se produce el fisuramiento, es decir, bajo condiciones de servicio. La expresión (4-12) expresa el esfuerzo en el acero en términos del esfuerzo en el concreto, en el instante en que éste se agrieta. Si el esfuerzo en el concreto no sobrepasa su resistencia a tracción, entonces éste no presentará fisuras.

En el capítulo 2, se indicó que la resistencia a la tensión del concreto en la prueba brasilera es, aproximadamente, $1.6\sqrt{f'_c}$. Por seguridad, para el diseño se considerará una fracción de esta

resistencia. El código no incluye ninguna recomendación al respecto, sin embargo, la experiencia ha demostrado que es recomendable usar el 55% de la resistencia a la tensión, ó $0.9\sqrt{f'_c}$, en elementos no expuestos a la intemperie y el 30%, ó $0.5\sqrt{f'_c}$, en aquéllos expuestos a ella, al agua de mar o atmósferas corrosivas.

Para efectos de diseño, la expresión (4-12) puede replantearse en términos de la cuantía de refuerzo definida por:

$$\rho_g = \frac{A_s}{A_g} \quad (4-15)$$

donde: ρ_g : Cuantía de refuerzo

A_g : Área de la sección bruta

Reemplazando (4-15) en (4-12) y sabiendo que $A_c = A_g - A_s$, se obtiene:

$$f_s = \frac{1 + (n-1)\rho_g}{\rho_g} f_t \quad (4-16)$$

Con esta expresión, el procedimiento de diseño es sencillo. Primeramente, se asume un valor de f_s . Para evitar deformaciones excesivas en los elementos sujetos a tracción axial, es conveniente utilizar:

$$f_s \leq 0.3f_y \text{ para } f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s \leq 0.25f_y \text{ para } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Con la expresión (4-11) se determina el área de refuerzo requerida para que éste asuma íntegramente la tensión. Debe recordarse que se está efectuando un diseño bajo cargas de servicio y por ende la fuerza de tensión no debe amplificarse. Con la expresión (4-16) se determina la cuantía de refuerzo y finalmente el área de la sección bruta.

Alternativamente se puede calcular f_s a partir del ancho deseado de las rajaduras w .

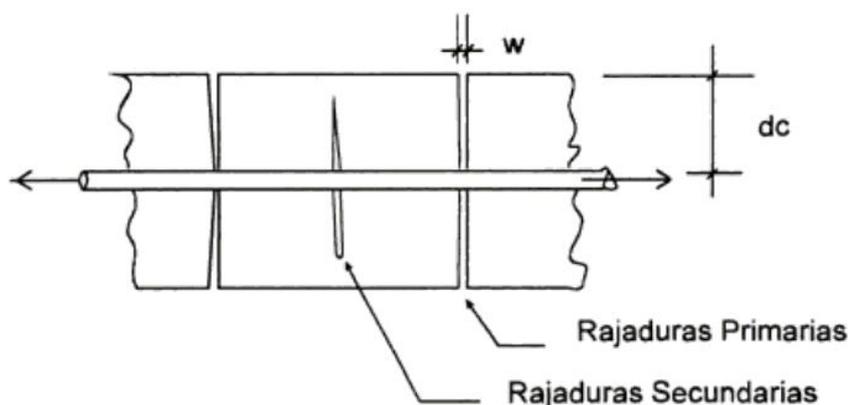


Figura 4.7. Rajaduras en concreto armado



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Si las cargas se incrementan hasta la falla por flexión¹, la sección central de la viga, donde la fuerza cortante es nula, atraviesa por las siguientes etapas:

- 1^{ra} etapa: La carga externa es pequeña. Los esfuerzos de compresión y tracción en la sección no superan la resistencia del concreto, por lo que no se presentan rajaduras. La distribución de esfuerzos en la sección es la mostrada en la figura 5.2.a.

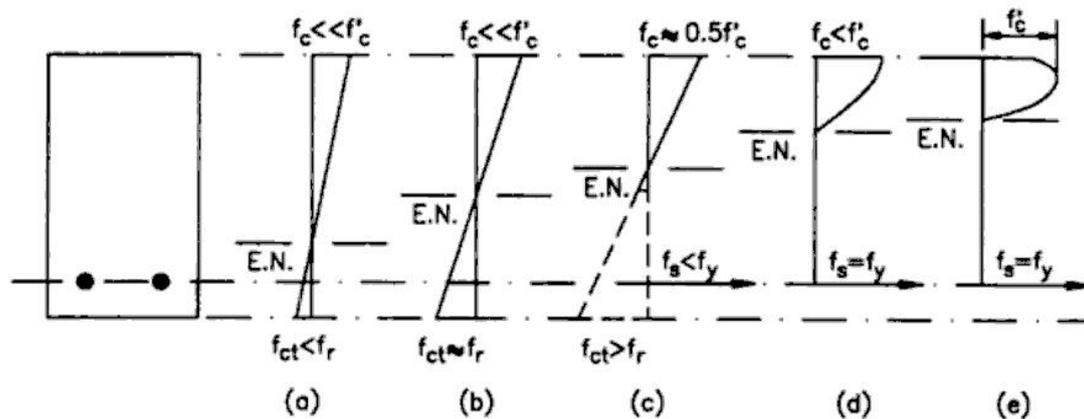


Figura 5.2. Variación de los esfuerzos y deformaciones con el incremento del momento aplicado

- 2^a etapa: La tensión en el concreto casi alcanza su resistencia a la tracción. Antes que se presente la primera rajadura toda la sección de concreto es efectiva y el refuerzo absorbe el esfuerzo ocasionado por su deformación. Puesto que acero y concreto se deforman igual por la adherencia que existe entre ellos, los esfuerzos en ambos materiales están relacionados a través de la relación modular, n , definida en el capítulo precedente:

$$f_s = n f_c$$

donde: f_s : Esfuerzo en el acero.
 f_c : Esfuerzo en el concreto.

La viga experimenta un comportamiento elástico y la distribución de esfuerzos es la mostrada en la figura 5.2.b.

- 3^a Etapa: Se alcanza el denominado momento crítico, M_{cr} , bajo el cual se desarrollan las primeras rajaduras en la zona central de la viga. El eje neutro asciende conforme la carga aumenta como se aprecia en la figura 5.2.c. El concreto, al agrietarse, no resiste el esfuerzo de tracción y éste es absorbido íntegramente por el refuerzo. La sección es menos rígida pues su momento de inercia disminuye. Esto ocasiona que las deflexiones sean progresivamente mayores. En esta etapa, el concreto tiene una distribución de esfuerzos casi lineal. Los esfuerzos en el concreto llegan hasta $0.5f'_c$. Conforme aumenta la carga, las rajaduras se van ensanchando y se dirigen hacia el eje neutro. Si se retira la carga repentinamente, las rajaduras se cerrarán pero si el elemento se recarga éstas reap-

¹ Se asumirá que la viga está preparada para fallar inicialmente por flexión y no por otra sollicitación.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

bruta de la viga. El concreto aún no se ha rajado y toda la sección trabaja eficientemente. En el tramo BC la pendiente de la curva disminuye lo cual es coherente con la pérdida de rigidez que se observa en la tercera etapa. El tramo CD corresponde al comportamiento de la viga antes del colapso. El acero ha entrado en fluencia y se puede apreciar que la pendiente de la gráfica es mínima. Se observan grandes deformaciones para escasos incrementos de momento.

Si la viga no contara con refuerzo, la falla se presentaría inmediatamente después que el concreto pierde su capacidad para resistir esfuerzos de tensión, es decir, al fisurarse. La presencia de acero en la viga de concreto incrementa apreciablemente su resistencia y ductilidad.

5.2 HIPÓTESIS BÁSICAS PARA EL ESTUDIO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN SEGÚN EL CÓDIGO DEL ACI

Las hipótesis básicas para el análisis y diseño de elementos sometidos a flexión se presentan en la sección 10.2 del código y son las siguientes:

1. Las deformaciones en concreto y refuerzo son directamente proporcionales a su distancia al eje neutro de la sección excepto para vigas de gran peralte² para las cuales se asumirá una distribución no lineal de deformaciones. Esta suposición ha sido confirmada experimentalmente y es fundamental para la determinación de los esfuerzos en el refuerzo, tanto a tensión como a compresión.
2. El concreto falla al alcanzar una deformación unitaria última de 0.003. En laboratorio, se ha obtenido deformaciones superiores a 0.008 bajo condiciones especiales. Sin embargo, para concretos normales éstas varían entre 0.003 y 0.004.
3. El esfuerzo en el acero antes de alcanzar la fluencia es igual al producto de su módulo de elasticidad por su deformación unitaria. Para deformaciones mayores a la de fluencia, el esfuerzo en el refuerzo será independiente de la deformación e igual a f_y . Esta hipótesis refleja el modelo elasto-plástico de la curva esfuerzo-deformación del acero que asume el código del ACI.
4. La resistencia a la tensión del concreto es despreciada.
5. La distribución de los esfuerzos de compresión en la sección de concreto será asumida de modo que sea coherente con los resultados obtenidos en los ensayos. Esta hipótesis reconoce la naturaleza inelástica del comportamiento del concreto.
6. Los requerimientos del punto anterior son satisfechos por la distribución rectangular de esfuerzos, propuesta por Whitney, cuyas características se muestran en la figura 5.4. El valor de β_1 es 0.85 si la resistencia del concreto es menor que 280 kg/cm². Si este no es el caso, β_1 disminuirá en 0.05 por cada incremento de 70 kg/cm² en la

² Se considera viga de gran peralte a aquella cuya relación peralte/luz libre es mayor que 2/5, para vigas continuas, y que 4/5, para vigas simplemente apoyadas.

resistencia del concreto. En ningún caso β_1 será menor que 0.65, pues los ensayos han demostrado que para concretos de alta resistencia una reducción excesiva de β_1 conlleva a diseños poco conservadores. La resultante de la distribución rectangular de esfuerzos propuesta por Whitney coincide con la resultante de la distribución no lineal de esfuerzos.

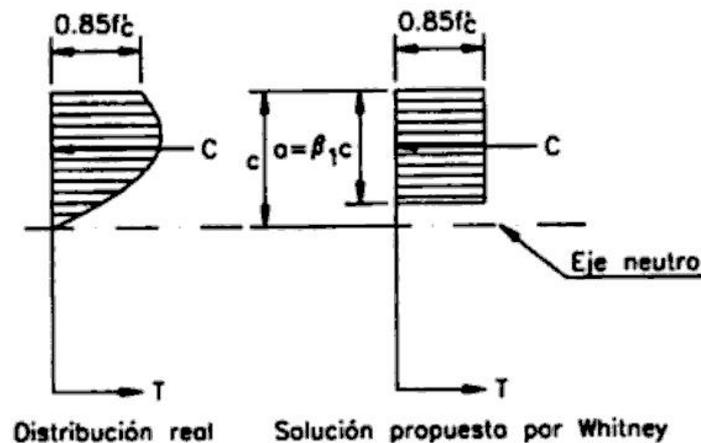


Figura 5.4. Distribución de esfuerzos en el concreto en compresión de la viga

5.3 TIPOS DE FALLA DE LOS ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

Los elementos sometidos a flexión casi siempre fallan por compresión del concreto, sin embargo el concreto puede fallar antes o después que el acero fluya. La naturaleza de la falla es determinada por la cuantía de refuerzo y es de tres tipos:

1. **Falla por tensión:** Es la correspondiente a la viga analizada en la sección 5.1. El acero fluye y el elemento exhibe una falla dúctil. Se aprecian grandes deflexiones y rajaduras antes del colapso lo cual alerta a los usuarios acerca del peligro inminente. Estas secciones son llamadas también *sub-reforzadas*.
2. **Falla por compresión:** El acero no tiene oportunidad de fluir y el concreto falla repentinamente. Estas secciones son llamadas *sobre-reforzadas*. La resistencia de una sección sobre-reforzada es mayor que la de otra sub-reforzada de dimensiones similares. Sin embargo, la primera no tiene comportamiento dúctil y el tipo de colapso no es conveniente. En el diseño se evita este tipo de falla.
3. **Falla balanceada:** Se produce cuando el concreto alcanza la deformación unitaria última de 0.003 simultáneamente al inicio de la fluencia del acero (ACI-10.3.2). La falla es frágil y no deseada.

Para cada sección existe una cuantía única de acero que ocasiona una falla balanceada la que se denomina *cuantía balanceada o básica* ($\bar{\rho}_b$). Si la sección contiene mayor cantidad de refuerzo fallará por compresión y si contiene menor cantidad la falla será por tracción. Por seguridad, el código del ACI recomienda que todas las secciones se diseñen para fallar por tracción y por ello limita la cuantía del refuerzo a $0.75\bar{\rho}_b$ (ACI-10.3.3).

En la figura 5.5. se muestra la distribución de deformaciones para cada uno de los tres tipos de falla y en la figura 5.6, el diagrama momento versus curvatura para cada caso. En este último se puede apreciar la ductilidad que desarrollan las secciones sub-reforzadas y la mayor capacidad resistente de las secciones sobre-reforzadas.

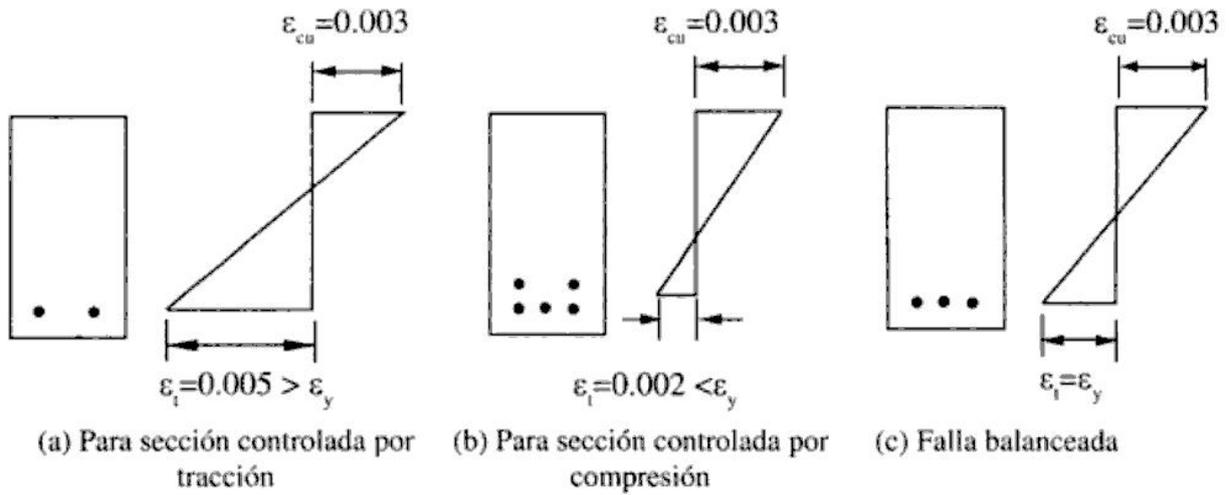


Figura 5.5 Distribución de deformaciones para los diversos tipos de fallas en flexión

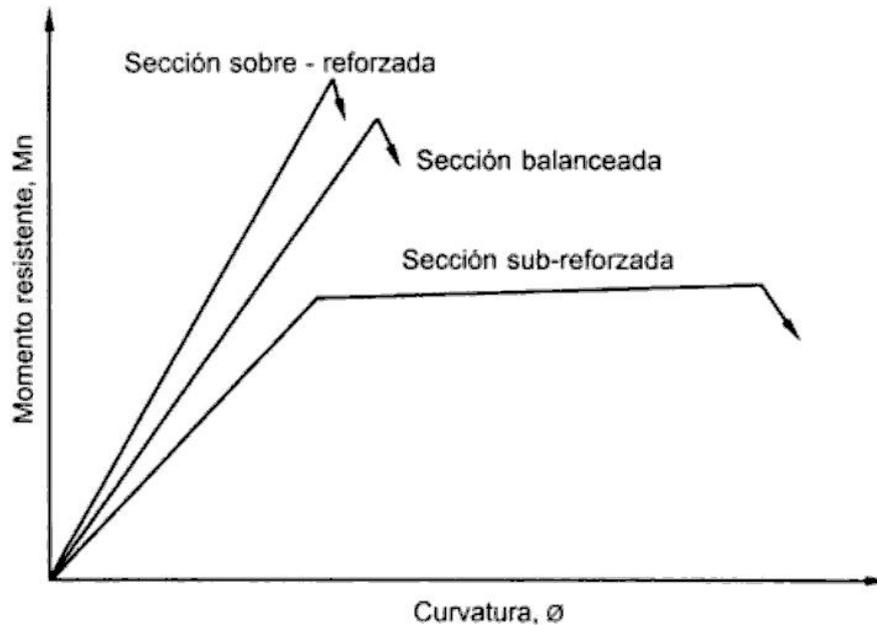


Figura 5.6 Diagrama momento-curvatura para los diversos tipos de fallas en flexión



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Despejando de (5-2) se obtiene:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (5-3)$$

Se define índice de refuerzo, w , como:

$$w = \rho f_y / f'_c \quad (5-4)$$

donde: ρ : Cuantía de acero en tensión definida a través de la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (5-5)$$

ϵ_y : Peralte efectivo de la sección igual a la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del área del refuerzo en tensión.

El índice de refuerzo es un parámetro adimensional usado para medir el comportamiento de la sección ya que involucra las tres variables principales que lo afectan: ρ , f_y y f'_c . De (5-3), (5-4) y (5-5) se concluye:

$$a = \frac{\rho d f_y}{0.85 f'_c} = \frac{wd}{0.85} \quad (5-6)$$

Finalmente, el momento resistente nominal de la sección estará dado por:

$$M_n = C(d - a/2) = T(d - a/2) \quad (5-7)$$

de donde se obtiene:

$$M_n = 0.85 f'_c b a (d - a/2) \quad (5-8.1)$$

$$M_n = A_s f_y (d - a/2) \quad (5-8.2)$$

y haciendo uso de las ecuaciones (5-6) y (5-8.1):

$$M_n = b d^2 w f'_c (1 - 0.59w) \quad (5-8.3)$$

En la ecuación (5-8.1), el momento resistente nominal es función de la compresión en el concreto, mientras que en la (5-8.2), de la tensión en el refuerzo. La expresión (5-8.3) se suele usar para efectos de diseño.

5.4.2 Determinación de la cuantía balanceada o cuantía básica

Las expresiones deducidas en la sección anterior son válidas siempre que el esfuerzo en el acero sea igual a su esfuerzo de fluencia. Ello se verifica siempre que la cuantía de la sección sea menor o igual que la cuantía básica.

En la figura 5.8 se muestra las características de una sección balanceada en la rotura. En el diagrama de deformaciones, por semejanza de triángulos, se puede plantear la siguiente relación:

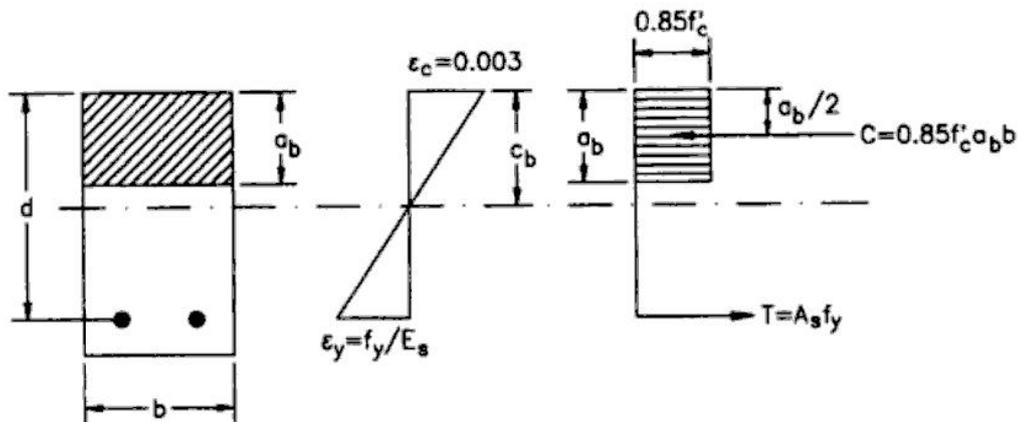


Figura 5.8. Esfuerzos y deformaciones en una sección rectangular con falla balanceada

$$\frac{0.003}{c_b} = \frac{\epsilon_y}{d - c_b} = \frac{f_y / E_s}{d - c_b}$$

- donde: c_b : Distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión en una sección con cuantía balanceada. En adelante, los parámetros que tengan el subíndice b estarán referidos a la condición particular de cuantía balanceada.
- e_y : Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero.

Despejando c_b se obtiene:

$$c_b = \frac{0.003dE_s}{f_y + 0.003E_s}$$

Reemplazando el valor de E_s :

$$c_b = \frac{6117d}{f_y + 6117}$$

Sabiendo que $a_b = \beta_1 c_b$ y haciendo uso de (5-6) y (5-4):

$$a_b = \beta_1 c_b = \frac{w_b d}{0.85} = \frac{\bar{\rho}_b f_y d}{0.85 f'_c}$$

donde: $\bar{\rho}_b$: Cuantía balanceada o básica.

Finalmente:

$$\bar{\rho}_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1 c_b}{f_y d} = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \left(\frac{6117}{f_y + 6117} \right) \quad (5-9)$$

Por razones de seguridad el código limita $\epsilon_t \leq 0.004$ que equivale aproximadamente a $\rho \leq 0.75 \rho_b$ que corresponde a $\epsilon_t = 0.00376$.

En la práctica, una sección con este refuerzo es antieconómica, por lo que normalmente se procura usar cuantías menores a $0.5\bar{\rho}_b$. En la Tabla 5.1 se muestran los valores de $\bar{\rho}_b$, $0.75\bar{\rho}_b$ y $0.5\bar{\rho}_b$ para diferentes calidades de concreto.

f'_c (kg/cm ²)	210	280	350	420
β_1	0.85	0.85	0.80	0.75
$\bar{\rho}_b$	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
$0.75\bar{\rho}_b$	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283
$0.5\bar{\rho}_b$	0.0107	0.0143	0.0167	0.0189

Tabla 5.1 Cuantía básica para concretos de diferentes calidades

5.4.3 Cuantía mínima de refuerzo

En la mayoría de los casos, el momento crítico que ocasiona el agrietamiento de una sección es mucho menor que su momento resistente. El acero, antes de la formación de grietas, presenta esfuerzos muy bajos pues su deformación, compatible con la del concreto, también lo es. Después del fisuramiento debe resistir, además del esfuerzo inicial, la tensión que el concreto no es capaz de asumir. Generalmente, ambos efectos no ocasionan la fluencia del refuerzo.

En algunas ocasiones, ya sea por razones arquitectónicas o funcionales, se emplea elementos cuyas secciones tienen dimensiones mayores que las requeridas para resistir las cargas que les son aplicadas. Las cuantías de refuerzo disminuyen propiciando que el momento crítico sea superior a la resistencia nominal de la sección. En estos casos, la falla se presenta al superar el momento crítico y es súbita y frágil. Para evitarla, es conveniente definir una cuantía mínima de acero que garantice que el momento crítico de la sección sea superior a su momento resistente.

Para determinar la cantidad mínima de acero requerida, es necesario analizar la sección antes y después del agrietamiento. Las distribuciones de esfuerzos mostradas en las figuras 5.9.a y 5.9.b, corresponden a ambas situaciones. De la primera se puede plantear:

$$M_{cr} = \frac{2}{3} T_{cr} h = \frac{2}{3} \frac{f_r hb}{4} h$$

donde: h : Peralte de la sección.

f_r : Módulo de ruptura del concreto.

En las secciones de mayor peralte, como las analizadas, se puede asumir que $h \approx d$. De este modo, el momento crítico se puede aproximar a:

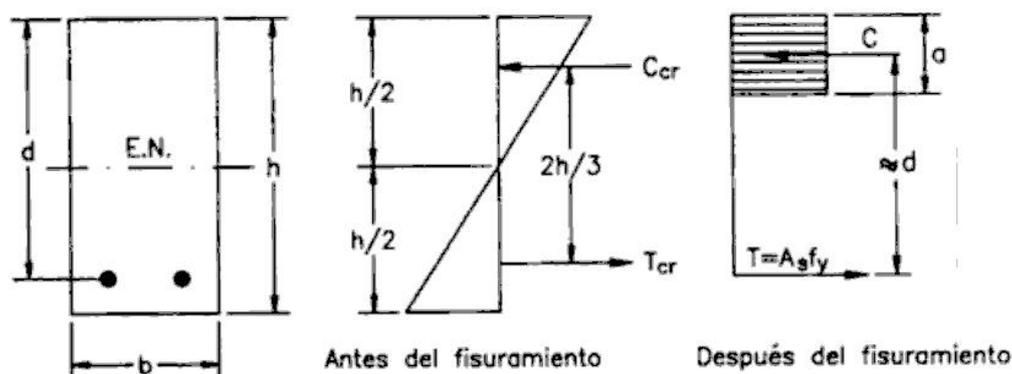


Figura 5.9. Esfuerzos en una sección sometida a flexión antes y después del agrietamiento del concreto

$$M_{cr} \approx \frac{2}{3} \frac{f_r db}{4} d \quad (5-10)$$

Por otro lado, de la distribución de esfuerzos en la sección después del agrietamiento, se deduce:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Puesto que la cantidad de refuerzo es reducida, el área de concreto comprimido también lo es. Por ello se puede asumir que a es muy pequeño y por lo tanto:

$$M_n \approx A_s f_y d \quad (5-11)$$

Al producirse el agrietamiento, las expresiones (5-10) y (5-11) son iguales, luego:

$$\frac{2}{3} \frac{f_r db}{4} d = A_s f_y d$$

Simplificando y asumiendo que $f_r = 2\sqrt{f'_c}$ (ACI-Ec(9-9)),

$$A_s = \frac{0.33\sqrt{f'_c} bd}{f_y}$$

Considerando un factor de seguridad de 2.5 se obtiene:

$$A_s = 0.83 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

Esta expresión es aproximadamente igual a la propuesta por el código del ACI.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

ρ (%)	$f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c=420 \text{ kg/cm}^2$	
	R_u	a/d	R_u	a/d	R_u	a/d	R_u	a/d
0.2	7.58	0.047	7.42	0.035	7.45	0.027	7.47	0.024
0.3	10.94	0.071	11.04	0.053	11.10	0.042	11.14	0.035
0.4	14.41	0.094	14.58	0.071	14.69	0.056	14.76	0.047
0.5	17.78	0.118	18.06	0.088	18.23	0.071	18.34	0.059
0.6	21.07	0.141	21.48	0.106	21.72	0.085	21.88	0.071
0.7	24.27	0.165	24.82	0.124	25.15	0.099	25.37	0.082
0.8	27.39	0.188	28.10	0.141	28.53	0.113	28.81	0.094
0.9	30.41	0.212	31.31	0.159	31.85	0.127	32.21	0.106
1.0	33.34	0.235	34.45	0.176	35.12	0.141	35.57	0.118
1.1	36.18	0.259	37.53	0.194	38.34	0.155	38.88	0.129
1.2	38.94	0.282	40.54	0.212	41.51	0.169	42.15	0.141
1.3	41.60	0.306	43.49	0.229	44.62	0.184	45.37	0.153
1.4	44.18	0.329	46.36	0.247	47.67	0.198	48.55	0.165
1.5	46.66	0.353	49.17	0.265	50.68	0.212	51.68	0.176
1.6	49.06	0.376	51.92	0.282	53.63	0.226	54.77	0.188
1.7			54.59	0.300	56.53	0.240	57.81	0.200
1.8			57.20	0.318	59.37	0.254	60.81	0.212
1.9			59.74	0.335	62.16	0.268	63.77	0.224
2.0			62.22	0.353	64.90	0.282	66.68	0.235
2.1			64.63	0.371	67.58	0.296	69.54	0.247
2.2					70.21	0.311	72.37	0.259
2.3					72.78	0.325	75.14	0.271
2.4					75.30	0.339	77.87	0.282
2.5					77.77	0.353	80.56	0.294
2.6							83.20	0.306
2.7							85.80	0.318
2.8							88.36	0.329

Tabla 5.2 Parámetro R_u para diversas calidades de concreto y cuantías de acero

La Tabla 5.2 aparentemente no está completa. Sin embargo, los valores omitidos corresponden a cuantías de refuerzo que exceden la cuantía máxima recomendada por el código del ACI, para cada calidad de concreto. La ventaja que presenta este método respecto al anterior es la facilidad de diseño brindada por las tablas previamente elaboradas.

Conocida la cantidad de acero necesaria, se verifica que el área de acero calculada esté dentro del rango sugerido por el código. Se escogen las varillas adecuadas y se ubican siguiendo los criterios de espaciamiento y recubrimiento mínimos presentados en el capítulo 3.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

donde: ϵ'_s : Deformación unitaria del refuerzo en compresión.

De la expresión anterior, se despeja f'_s :

$$f'_s = 0.003E_s \left(1 - \frac{d'}{c} \right)$$

Reemplazando el valor de E_s y c se tiene:

$$f'_s = 6117 \left(1 - \frac{d'}{d} \frac{6117 + f_y}{6117} \right) \quad (5-24)$$

Si f'_s resulta mayor que el esfuerzo de fluencia, entonces el acero en compresión trabaja a f_y y A_{s2} es igual que A'_s . En caso contrario, el valor de f'_s se mantiene y A_{s2} es diferente que A'_s .

Finalmente, el momento resistente de la sección será:

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (5-25)$$

donde M_{n1} y M_{n2} se calculan con las expresiones (5-22) y (5-23).

5.6.2 Determinación de la cuantía básica

En la sección precedente se determinó la resistencia de una sección provista de acero en compresión como la superposición de dos efectos. El primero correspondiente al aporte de una sección rectangular con refuerzo en tracción y el segundo, al del refuerzo en compresión. En el primer caso se asumió que el acero entraba en fluencia. Esto se cumple siempre que la sección es balanceada.

En la figura 5.13 se muestra las fuerzas que actúan sobre la sección balanceada y su diagrama de deformaciones. Como se puede apreciar, el segundo es igual al mostrado en la sección 5.4.2 para la deducción de la cuantía balanceada de una sección rectangular con acero en tensión. El valor de c_b es el mismo en ambos casos ya que éste depende únicamente de consideraciones geométricas. La resultante de la compresión en el concreto es igual a:

$$C_c = 0.85f'_c \beta_1 c_b b = \bar{\rho}_b b d f_y \quad (5-26)$$

Por equilibrio de fuerzas en la sección, se plantea:

$$T = C_c + C_s$$

Haciendo uso de la expresión anterior y (5-26):

$$A_s f_y = \bar{\rho}_b b d f_y + A'_s f'_s$$

Se define la cuantía de refuerzo en compresión, ρ' , a través de la siguiente expresión:

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} \quad (5-27)$$



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

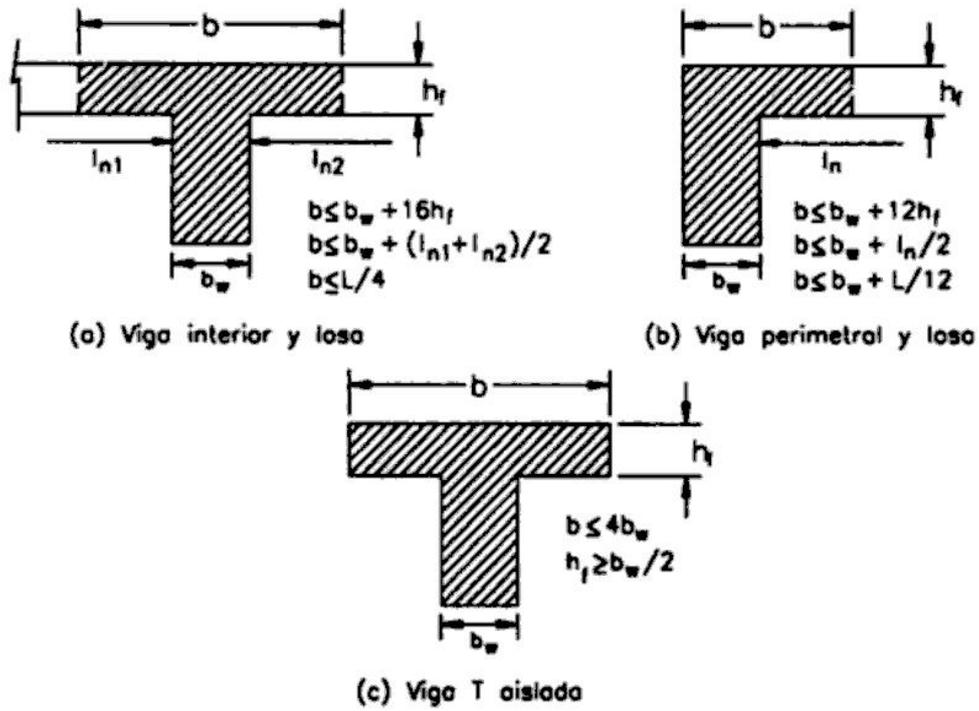


Figura 5.16. Propuestas del código del ACI para la estimación del ancho efectivo de losa que contribuye a la resistencia a la flexión de la viga

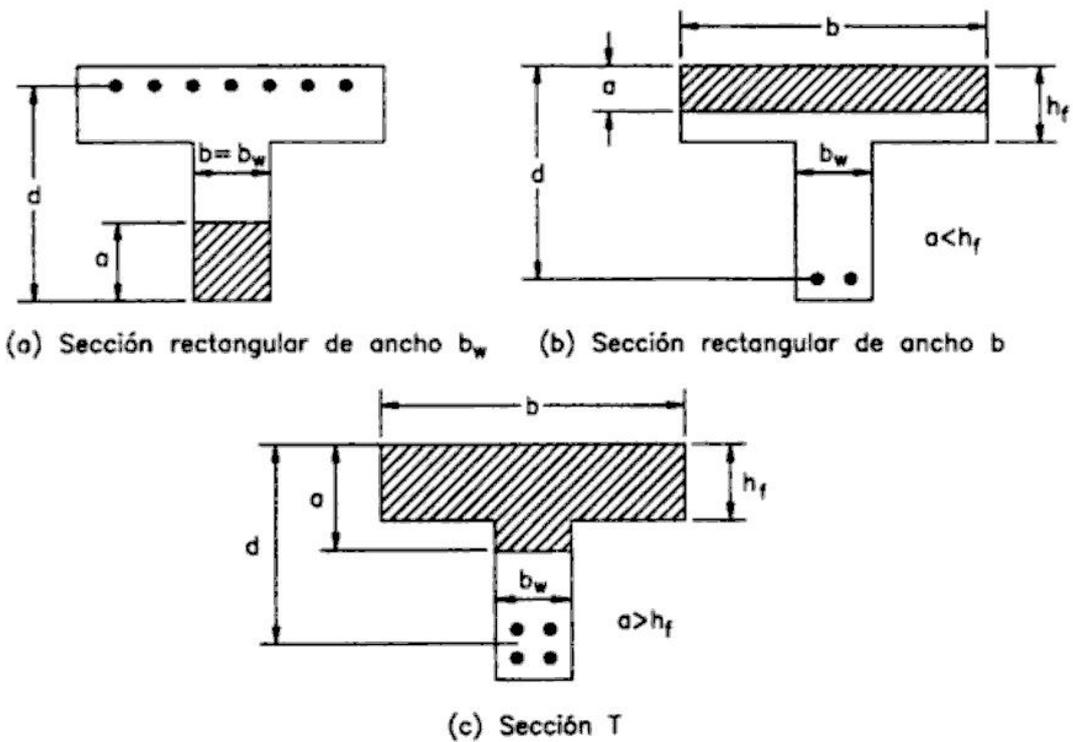


Figura 5.17. Configuración del concreto comprimido en algunos tipos de secciones



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

$$A_s = \frac{M_u / \phi}{f_y (d - h_f / 2)} \quad (5-40)$$

Además:

$$a \approx \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (5-41)$$

Si el valor estimado de a es menor o igual que h_f , entonces el elemento se diseña como una viga de sección rectangular con ancho igual a b . Si a es mayor que h_f , entonces se sigue el siguiente procedimiento. Primero, se considera la resistencia aportada por las alas con un ancho igual a $(b - b_w)$. Con las expresiones (5-29) y (5-30) se determina A_{sf} y M_{nf} respectivamente.

$$A_{sf} = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} (b - b_w) h_f$$

$$M_{nf} = 0.85 f'_c (b - b_w) h_f (d - h_f / 2)$$

Si $M_{nf} \geq M_n$ el diseño ha concluido y el área de acero es igual a A_{sf} . En caso contrario, el alma debe resistir la diferencia, $M_{nw} = M_n - M_{nf}$.

Se considera que el alma trabaja independientemente, como una sección rectangular, para la cual se calcula A_{sw} . El área total de acero será la suma de A_{sf} y A_{sw} . Debe verificarse que la cantidad de acero calculada esté dentro del rango permitido por el código.

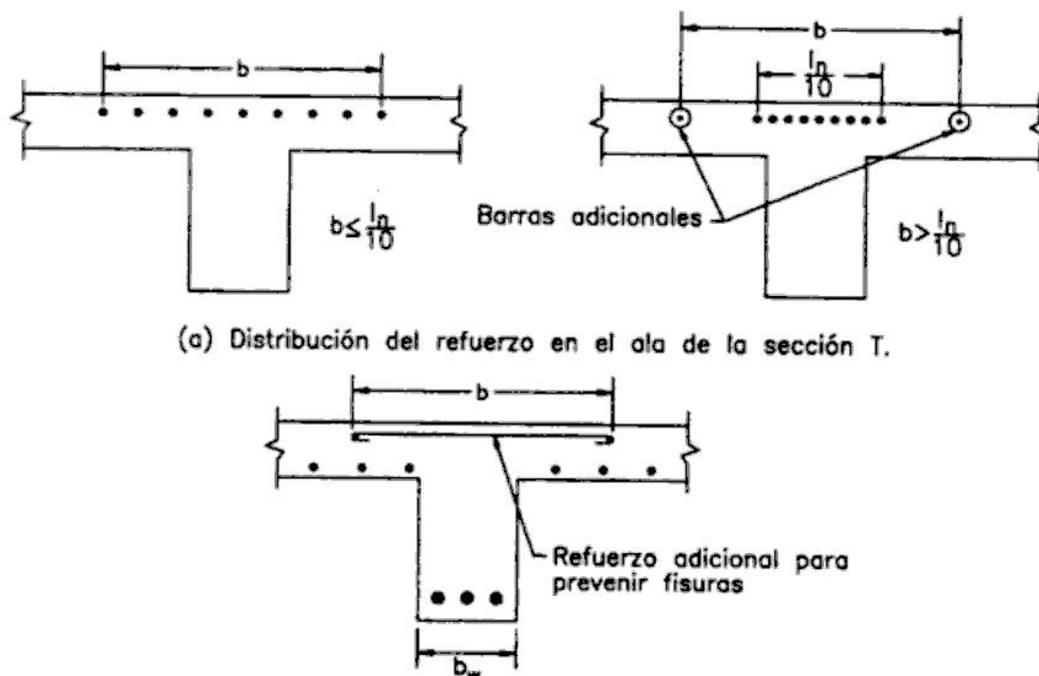


Figura 5.19. Distribución del refuerzo en secciones tipo T



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

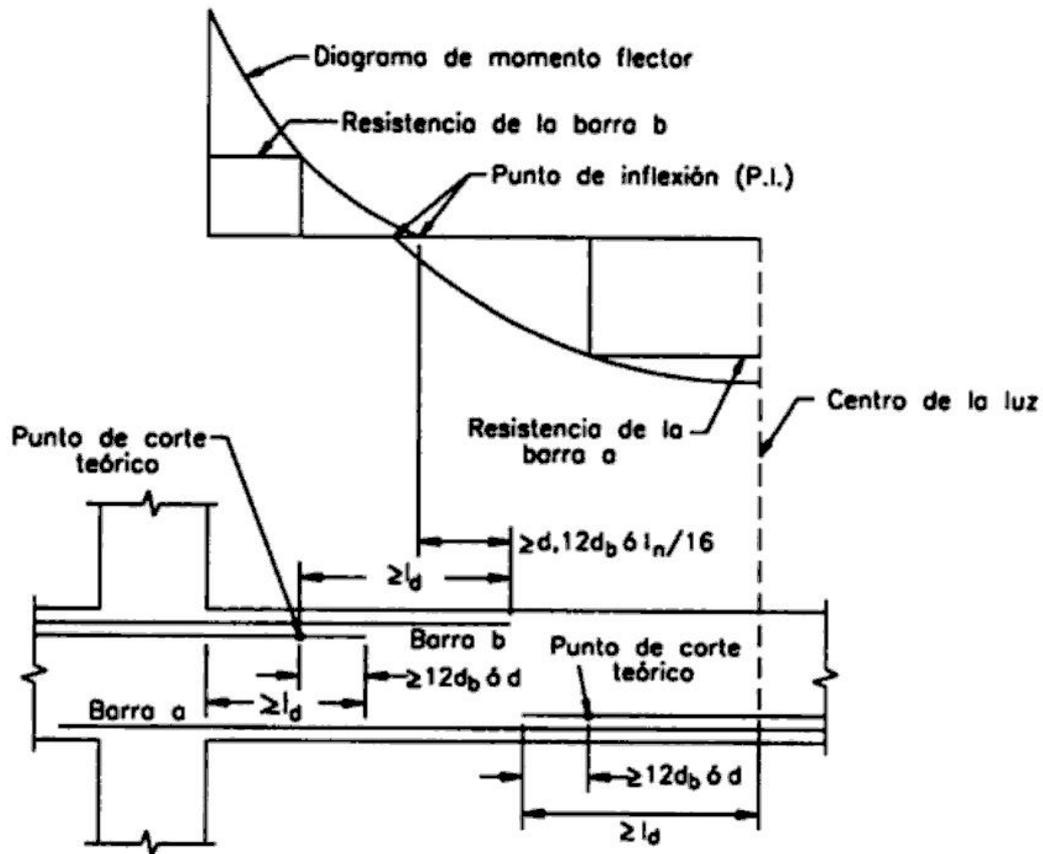


Figura 5.22. Consideraciones para el corte de acero en regiones de momento positivo y negativo

5.10.1 Desarrollo del refuerzo positivo en elementos sometidos a flexión

En la figura 5.23 se presenta un elemento simplemente apoyado provisto con sólo dos varillas de refuerzo longitudinal. Esta pieza no desarrolla la resistencia requerida por las cargas externas a causa de un anclaje inadecuado. A pesar que el refuerzo se extiende a todo lo largo del elemento, en los tramos AB y CD se aprecia que, el momento externo aplicado es superior al momento resistente. Este fenómeno se presenta generalmente en elementos que contienen barras de gran diámetro, donde l_d es grande y por lo tanto la recta AB es secante a la parábola.

Para garantizar que el momento resistente sea siempre superior al momento actuante, es necesario que la pendiente de la tangente a la parábola en el apoyo sea menor que la pendiente del diagrama de momentos resistentes, es decir:

$$\frac{\phi M_n}{l_d} \geq \left(\frac{d}{dx} (M_u) \right)_0 = V_u \quad (5-42)$$



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Ejemplo 5.2

Determinar el refuerzo requerido por la viga mostrada en la figura 5.26 en: a) la sección central del tramo AB; b) la sección central del tramo BC; c) la sección del apoyo B. La viga está sometida a una carga permanente de 2600 kg/m (no incluye peso propio) y a una sobrecarga de 1750 kg/m. Usar $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

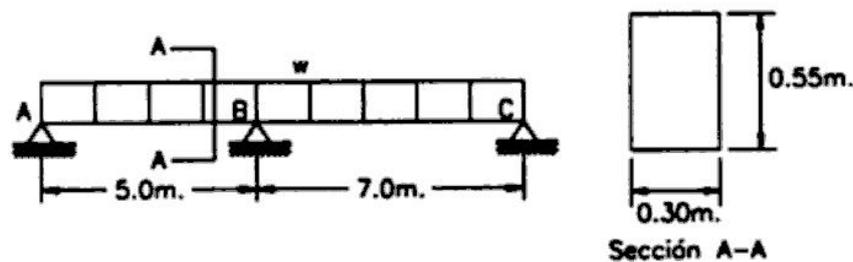


Figura 5.26. Ejemplo 5.2

El peso propio de la viga es igual a:

$$\text{peso propio} = 2400 \times 0.30 \times 0.55 = 396 \text{ kg/m.}$$

La carga amplificada sobre la viga es:

$$W_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times (396 + 2600) + 1.6 \times (1750) = 6395 \text{ kg/m.}$$

Se asumirá que el peralte efectivo de la viga es: $d = 55 - 6 = 49 \text{ cm}$.

Del análisis de la viga se obtiene que en la sección central del tramo BC el momento flector último es igual a 25135 kg-m. Luego, el parámetro R_u es igual a:

$$R_u = M_u / (bd^2) = 25135 \times 100 / (30 \times 49^2) = 34.9$$

De la Tabla 5.2 se obtiene que $\rho \approx 1.0\%$. Con la expresión (5-17) se puede conseguir un valor más preciso igual a 1.01%. La cuantía de acero obtenida es menor que $0.75 \bar{\rho}_b = 2.14\%$, con lo cual está dentro del rango permitido por el código. El área de refuerzo requerida será:

$$A_s = 1.01 \times 30 \times 49 / 100 = 14.85 \text{ cm}^2$$

Se debe verificar que ésta sea mayor que el área mínima de acero.

$$A_{s\text{mín}} = 14.1 \times b_w \times d / 4200 = 4.94 \text{ cm}^2 < 14.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.8 \times \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d = 4.06 \text{ cm}^2 < 14.85 \text{ cm}^2$$

Para la sección central del tramo BC se colocarán 3#8

En las otras secciones el procedimiento es similar y está resumido en la tabla siguiente.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Con este nuevo valor, el área máxima de acero en tensión es:

$$A_{s1} = 0.90 \times (0.016 \times 25 \times 31) = 11.16 \text{ cm}^2$$

La altura del bloque en compresión del concreto es:

$$a = A_{s1} f_y / (0.85 f'_c b) = 11.16 \times 4200 / (0.85 \times 210 \times 25) = 10.50$$

y el momento resistente:

$$M_{n1} = A_{s1} f_y (d - a/2) = 11.16 \times 4200 \times (31 - 10.5/2) = 1206954 \text{ kg-cm} = 12070 \text{ kg-m.}$$

El momento que debe resistir el refuerzo en compresión es igual a:

$$M_{n2} = M_u / \phi - M_{n1} = 15188 / 0.9 - 12070 = 4806 \text{ kg-m.}$$

Asumiendo que $d' = 6 \text{ cm.}$:

$$f'_s = 6117 (1 - (d'/d)(6117 + f_y) / 6117) = 6117 \times (1 - 6/31 \times (6117 + 4200) / 6117) = 4120 \text{ kg/m}^2 < f_y.$$

y el área de acero en compresión es:

$$A'_s = M_{n2} / f'_s (d - d') = 4806 \times 100 / 4120 / (31 - 6) = 4.67 \text{ cm}^2.$$

El área total de refuerzo en tensión es:

$$A_s = A_{s1} + A'_s = 11.16 + 4.67 = 15.83 \text{ cm}^2.$$

Se debe verificar que la cuantía de acero en tensión no supere $r_{\text{máx.}}$

$$\rho = A_s / (bd) = 15.83 / (25 \times 31) = 0.020$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \rho_b + \rho' f'_s / f_y = 0.016 + 4.67 / (25 \times 31) \times 4120 / 4200 = 0.022 > 0.020$$

Finalmente, el refuerzo en tensión (15.83 cm^2) será provisto por 2#8 y 2#6 y el refuerzo en compresión (4.67 cm^2) por 2#6.

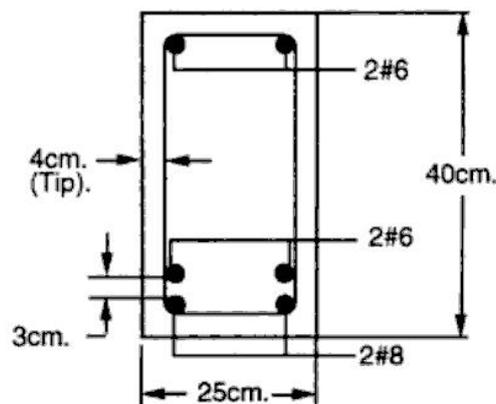


Figura 5.30. Ejemplo 5.4



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Por lo tanto el supuesto inicial es verdadero y la sección trabaja como una viga rectangular con ancho igual 1.5 m. El procedimiento de diseño es el mismo que el mostrado en el ejemplo anterior.

Sección	Central (d=34 cm)
M_u	16520 kg-m
R_u	$16520 \times 100 / (150 \times 34^2) = 9.53$
ρ	$0.26\% < 0.75 \bar{\rho}_b = 1.6\%$
A_s	$13.26 \text{ cm}^2 > A_{s\text{min}} = 2.85 \text{ cm}^2$
A_s (provista)	13.26 cm^2
Varillas elegidas	3#8

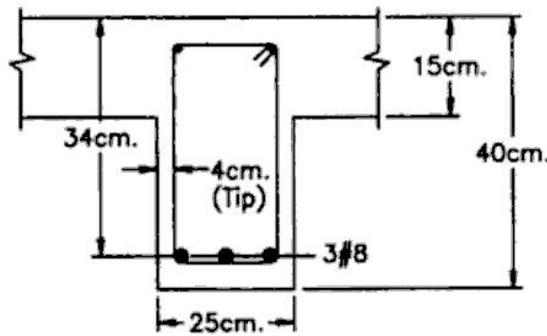


Figura 5.34. Ejemplo 5.6

Ejemplo 5.7

Diseñar la sección central del tramo AB y la sección del apoyo B de la viga que se muestra en la figura 5.35. La viga está sometida a una carga permanente de 2650 kg/m (no incluye peso propio) y a una sobrecarga de 3810 kg/m. Usar $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

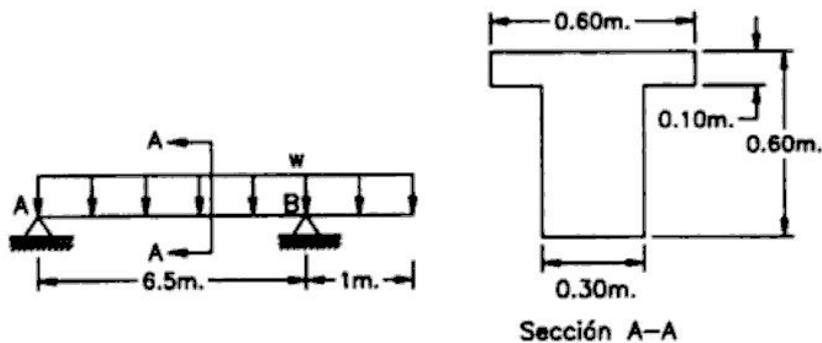


Figura 5.35. Ejemplo 5.7



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Los resultados del análisis de la viga y los cálculos efectuados para el diseño de algunas secciones de ella se muestran en la tabla presentada a continuación. El peralte efectivo se ha estimado en $d=45-6=39$ cm.

Sección	Sección del tramo AB de mayor M^+	Apoyo B	Sección del tramo BC de mayor M^+	Apoyo C
M_u	15861 kg-m	18458 kg-m	2377 kg-m	1605 kg-m
R_u	$15861 \times 100 / (30 \times 39^2) = 34.76$	$18458 \times 100 / (30 \times 39^2) = 40.45$	$2377 \times 100 / (30 \times 39^2) = 5.21$	$1605 \times 100 / (30 \times 39^2) = 3.52$
ρ	$1.05\% < 0.75 \bar{\rho}_b$	$1.26\% < 0.75 \bar{\rho}_b$	$0.15\% < 0.75 \bar{\rho}_b$	$0.10\% < 0.75 \bar{\rho}_b$
A_s	$12.29 \text{ cm}^2 > A_{s\text{min}} = 3.93 \text{ cm}^2$	$14.74 \text{ cm}^2 > A_{s\text{min}} = 3.93 \text{ cm}^2$	$1.76 \text{ cm}^2 < A_{s\text{min}} = 3.93 \text{ cm}^2$	$1.17 \text{ cm}^2 < A_{s\text{min}} = 3.93 \text{ cm}^2$
A_s (provista)	12.29 cm^2	14.74 cm^2	3.93 cm^2	3.93 cm^2
Varillas elegidas	2#8+1#6	3#8	2#5	2#5

Corte del refuerzo

Para determinar los puntos de corte de refuerzo, es necesario calcular el momento resistente de la viga con las diferentes distribuciones de refuerzo con que contará. Los cálculos efectuados para este fin se muestran en la siguiente tabla.

	2#8+1#6	2#8	3#8	2#5
A_s	13.05	10.20	15.30	4.00
a	10.24	8.00	12.00	3.14
M_n	18570	14994	21206	6288
M_u	16713	13495	19085	5659

Además es necesario determinar las longitudes de anclaje de las varillas empleadas. En el apéndice A se muestran estos valores determinados con las expresiones presentadas en el capítulo 3. De ella se ha extraído lo siguiente:

$$l_d(\#5, f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2) = 70 \text{ cm.}$$

$$l_d(\#6, f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2) = 84 \text{ cm.}$$

$$l_d(\#8, f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2) = 140 \text{ cm.}$$

En la figura 5.39 se muestra la distribución que tendrá el refuerzo. Las letras sin apóstrofe corresponden a los puntos teóricos de corte del acero pero deberán tomarse en cuenta las recomendaciones del código para hallar los puntos de corte reales, los cuales corresponden a las letras con apóstrofe.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

En la figura 5.40 se muestra el detallado final del refuerzo en la viga. No se muestran los estribos.

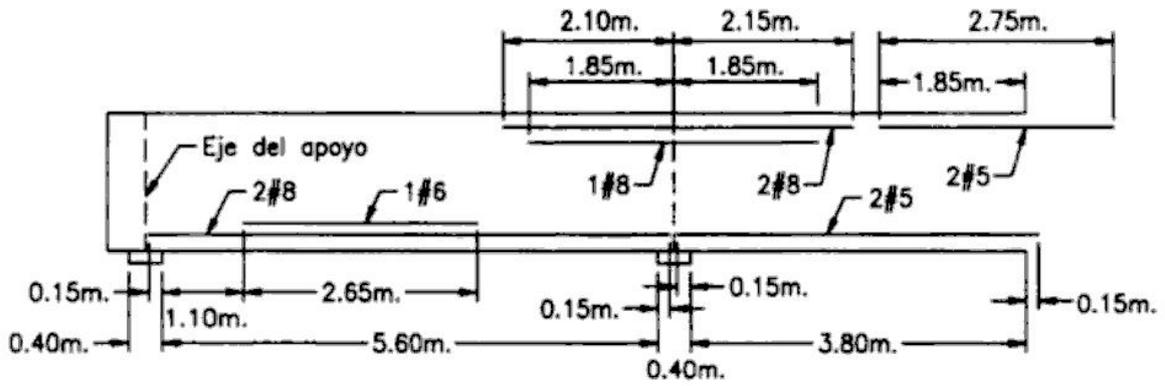


Figura 5.40. Ejemplo 5.8



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Es posible distinguir tres tipos de rajaduras en vigas de concreto armado:

1. **Rajaduras de flexión:** Se presentan en las secciones donde se producen los mayores esfuerzos de flexión, es decir, en el tercio central de la luz de la viga y en los apoyos si se trata de elementos continuos. Son verticales y se inician al borde del elemento. En estas secciones, el efecto de la fuerza cortante es pequeño en comparación con el del momento flector (figura 6.3.a).
2. **Rajaduras de tracción diagonal:** Son escasas en vigas esbeltas. Son propias de zonas en las cuales σ_x es casi nulo y las tensiones principales se presentan a 45° . Se inician en el eje neutro o cerca de él y se extienden diagonalmente hacia los bordes del elemento. La fuerza cortante que produce el agrietamiento diagonal es del orden de $0.93\sqrt{f'_c} b_w d$. Estas grietas se presentan cerca de los apoyos y en los puntos de inflexión de vigas de gran peralte, cuyo ancho es relativamente pequeño y están poco armadas transversalmente (figura 6.3.b).
3. **Rajaduras de flexo-tracción:** Son las más comunes en vigas esbeltas. Al producirse las primeras grietas ocasionadas por flexión, la sección que resiste el corte se ve disminuida. En la garganta no fisurada se presenta una concentración de esfuerzos, tanto de corte como de compresión que ocasiona que las rajaduras tiendan a inclinarse. Son propias de secciones donde el momento flector es considerable. La fuerza cortante de agrietamiento diagonal es aproximadamente $0.50\sqrt{f'_c} b_w d$, la cual es menor que la que ocasiona las rajaduras de tracción diagonal (figura 6.3.c). Se observa que disminuye en relación al caso anterior.

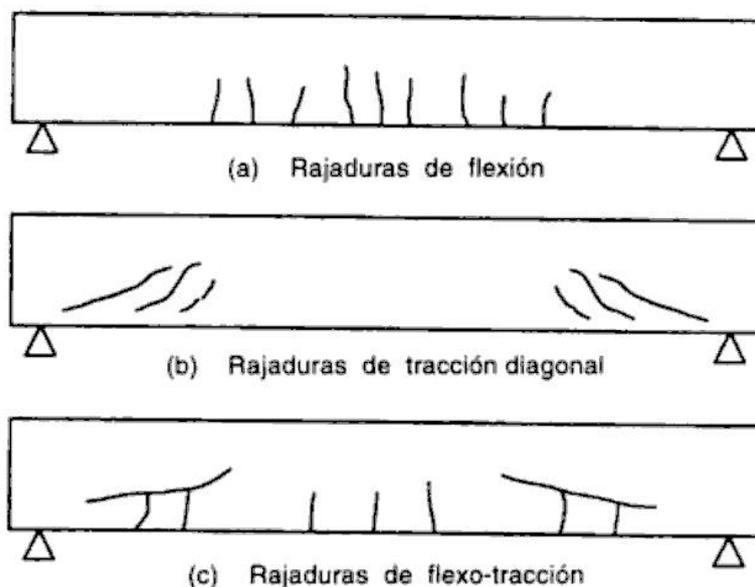


Figura 6.3. Tipos de rajaduras que presentan las vigas de concreto armado

Después de la formación de las primeras grietas, la distribución de esfuerzos principales tiene poca influencia en la formación de las rajaduras sucesivas ya que el concreto armado deja de funcionar como un material homogéneo. En lo sucesivo, el comportamiento del elemento dependerá de si cuenta o no con refuerzo transversal.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

En la figura 6.7 se muestra, cualitativamente, la contribución de V_{cz} , V_a , V_d y V_s a la resistencia a la fuerza cortante de una sección conforme se incrementan las cargas.

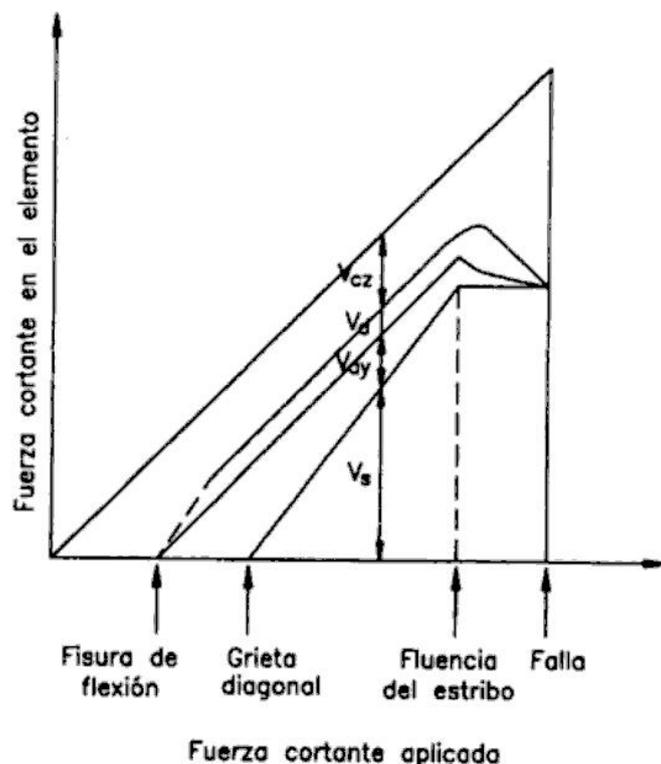


Figura 6.7. Resistencia al corte aportada por el concreto y por el acero longitudinal y transversal

Antes de la rajadura vertical, el cortante externo es absorbido íntegramente por el concreto a través de V_{cz} . Cuando ésta se produce, las fuerzas V_a y V_d aparecen. La primera crece hasta que se produce la fisura diagonal mientras que la segunda se mantiene casi constante en este intervalo. Al presentarse la grieta diagonal, el refuerzo en el alma comienza a trabajar, aportando la fuerza V_s . Esta se incrementa linealmente conforme se ensancha la rajadura. Simultáneamente, la fuerza de fricción V_a disminuye pues la interacción entre los agregados se va reduciendo poco a poco. Cuando el acero del alma entra en fluencia, la grieta crece rápidamente y el refuerzo longitudinal pierde adherencia con el concreto que lo rodea. V_d decrece rápidamente al igual que V_a . En la falla, estas dos últimas componentes se hacen iguales a cero y V_{cz} sufre un incremento repentino.

El refuerzo transversal en elementos de concreto armado no sólo incrementa la resistencia al corte de la pieza sino que provee confinamiento al concreto. Este le confiere una mayor resistencia a la compresión y aumenta la capacidad de giro de las rótulas plásticas de estructuras estáticamente indeterminadas. En zonas de alto riesgo sísmico, se toman previsiones especiales en cuanto a su distribución, para garantizar la ductilidad del sistema. El refuerzo transversal, así mismo, restringe el crecimiento del agrietamiento inclinado, controlando la disminución del área del concreto sometido a compresión y por ende el incremento de los esfuerzos en ella. Esto le brinda una mayor capacidad de carga al elemento.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Existen variables que influyen directamente en la determinación de V_c . Entre ellas se tiene:

1. Resistencia del concreto a la tracción: Es un parámetro muy importante pues las fisuras se producen por una falla del concreto en tensión. En la formulación presentada se suele asociar la resistencia a la tracción al término $\sqrt{f'_c}$ pues, como se indicó en el capítulo 2, existe una relación directa entre ellos.
2. Cuantía de acero longitudinal: Este factor juega un papel importante pues está relacionado con el número de grietas de flexión que se presentan. Mientras mayor sea la cuantía de acero, menos grietas verticales se formarán, reduciendo la posibilidad que se inicie la formación de fisuras de flexo-tracción.
3. Esbeltez del elemento analizado: La capacidad de agrietamiento inclinado disminuye con el incremento de la esbeltez. Ésta se puede expresar como la relación claro de cortante/peralte y para elementos simplemente apoyados sometidos a cargas concentradas es igual a M/Vd . Este término se incluye en la formulación presentada por el código del ACI para la determinación de V_c .
4. Carga axial: La carga axial de compresión incrementa la resistencia del concreto a la fuerza cortante, mientras que la de tracción la disminuye.
5. Puntos de corte de varillas longitudinales: Los puntos donde las varillas longitudinales son cortadas están sometidos a fuertes concentraciones de esfuerzos que ocasionan una disminución de la carga de fisuración diagonal.
6. Tamaño del elemento: Mientras mayor es el tamaño del elemento, menor es la carga de agrietamiento diagonal.

En la sección 11.3 del código del ACI se presentan las expresiones que permiten determinar la resistencia del concreto al corte para diferentes situaciones. Estas se detallan a continuación.

1. Para elementos sometidos a fuerza cortante y momento flector:

$$V_c = \left(0.50\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (6-5)$$

(ACI-Ec(11-5))

donde:

$$\rho_w = A_s / b_w d$$

El término $V_u d / M_u$ no se considerará mayor que la unidad. La resistencia al corte del concreto no será mayor que:

$$V_c \leq 0.93\sqrt{f'_c} b_w d \quad (6-6)$$

Esta restricción se impone para limitar V_c en las secciones sometidas a momentos flectores pequeños. Los valores de V_u y M_u corresponden a una misma combinación de carga y son evaluados en una misma sección. La fórmula (6-5) presenta detractores que consideran que sobrestima el valor de $\sqrt{f'_c}$ mientras que subestima el efecto de ρ_w . Así mismo, se le critica



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

El refuerzo transversal constituido por mallas electrosoldadas debe cumplir las condiciones mostradas en la figura 6.13, tanto para estribos de uno o dos brazos.

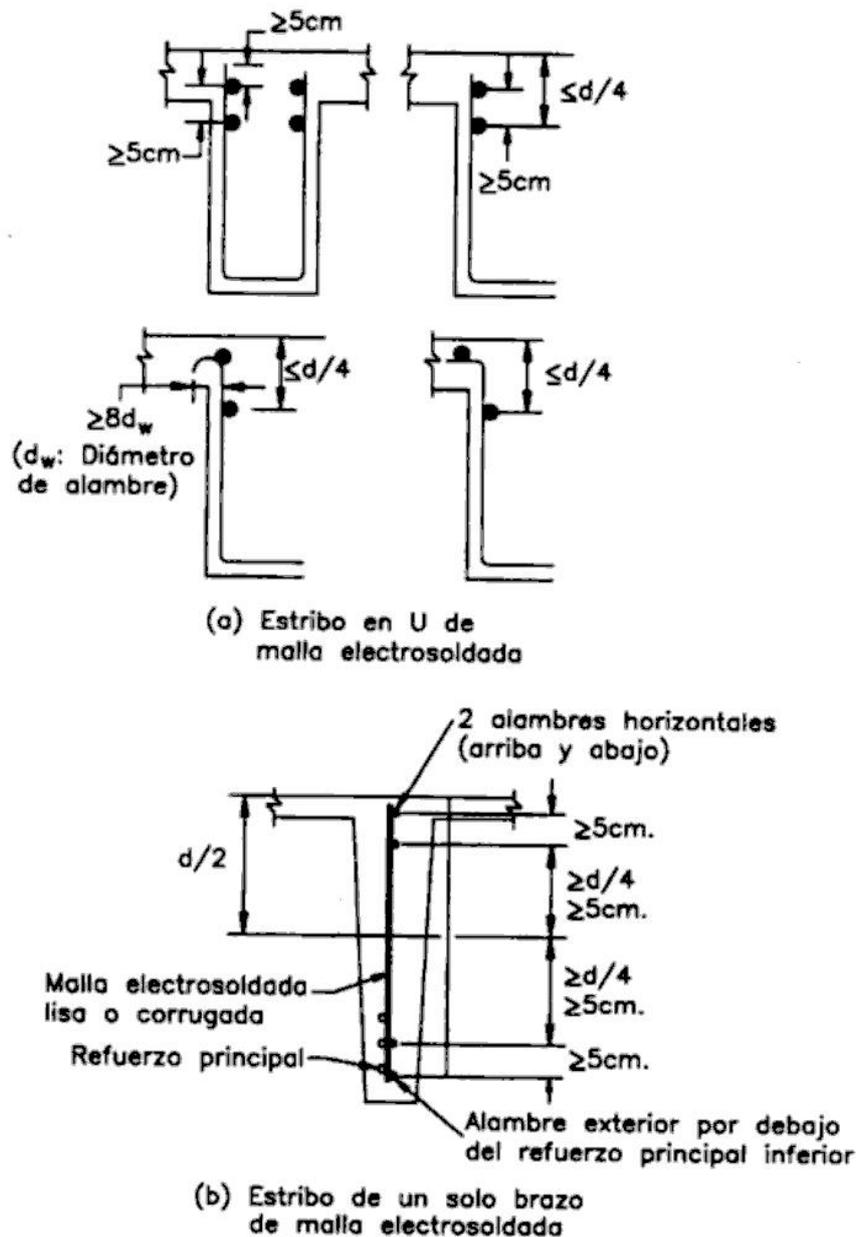


Figura 6.13. Algunos tipos de estribos fabricados en base a mallas electrosoldadas

6.3.3 Resistencia al corte aportada por el acero transversal (V_s)

La resistencia al corte del refuerzo transversal se determina analizando la fuerza ejercida por el acero a lo largo de una fisura diagonal como la mostrada en la figura 6.14. El refuerzo está inclinado un ángulo α respecto al eje del elemento y está sometido a su esfuerzo de fluencia.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

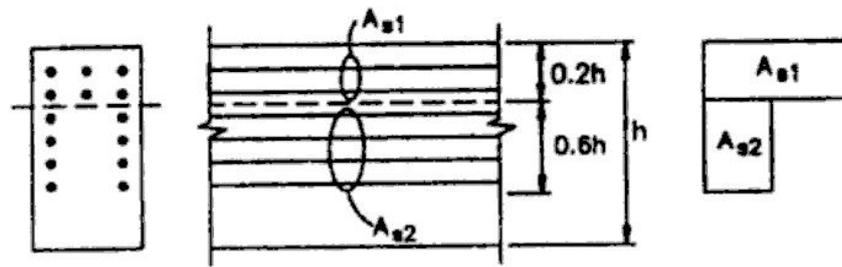


Figura 6.20. Distribución del refuerzo longitudinal negativo en vigas peraltadas

6.4.2 Diseño por corte de vigas peraltadas según el código del ACI

La resistencia nominal al corte estará limitada a:

$$V_n \leq 2.65\sqrt{f'_c} b_w d \quad (6-29)$$

La sección crítica de la viga peraltada se tomará a $0.15l_n$ de la cara de apoyo para vigas con carga uniformemente repartida y a $0.5a$, para vigas con cargas concentradas, donde a es la distancia de la carga concentrada al apoyo. La sección crítica no se ubicará a una distancia mayor que d de la cara de apoyo.

La resistencia del concreto al corte, mientras no se efectúe un cálculo detallado será igual a:

$$V_n \leq 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \quad (6-31)$$

(ACI-Ec(11-3))



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

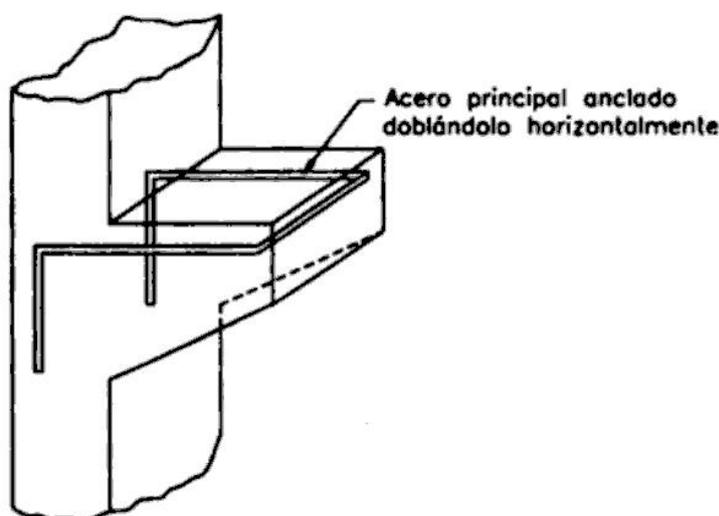


Figura 6.27 Anclaje horizontal del refuerzo principal en consolas

En este caso, $\phi = 0.65$ pues el concreto se diseña para resistir el aplastamiento. No se considera 0.75 como se indicó líneas arriba pues la plancha de apoyo no forma parte del diseño de la consola propiamente dicha. Si el braquete se diseña para fuerzas horizontales N_{uc} la plancha de apoyo debe soldarse al refuerzo A'_s . En todos los casos, se recomienda que la distancia de la plancha al borde de la consola sea mayor que 5 cm.

Por otro lado, la proyección del borde exterior del apoyo no deberá extenderse más allá de la cara interior de la varilla de acero transversal de anclaje si éste existe ni más allá de la porción recta del acero principal.

Las varillas ubicadas en la zona de compresión de la consola (A'_s) no son contempladas por el código, sin embargo, se acostumbra tomar: $A'_s \geq 0.002b_w L$ o en su defecto, 2 varillas #4, donde L es la distancia de la cara del apoyo al borde de la consola. El diámetro de este refuerzo debe ser mayor o igual que el de los estribos horizontales.

6.6.2 Otras consolas

Las consolas con relaciones $a/d > 1$ y < 2 se diseñarán de acuerdo al apéndice A del código como veremos en el capítulo correspondiente.

El código también permite que las consolas con relaciones $a/d \leq 1$ y con $N_{uc} \leq V_u$ también se pueden diseñar de acuerdo al apéndice A.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

$$L > V_u / (0.85 \phi f'_c b_w) = 55000 / (0.85 \times 0.65 \times 350 \times 35) = 8.13 \text{ cm.}$$

Se tomará conservadoramente, un ancho de plancha de 9 cm. En la figura 6.37 se muestra el detallado final de la consola.

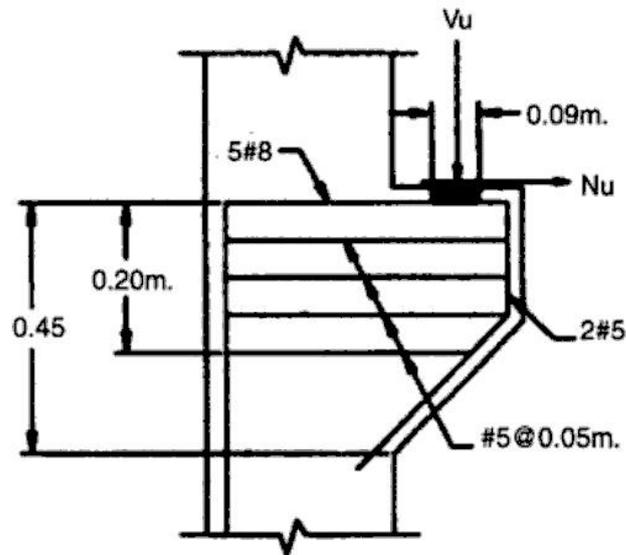


Figura 6.37. Ejemplo 6.4



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

El agrietamiento de la sección se inicia cuando el punto más esforzado alcanza un esfuerzo cortante igual a la resistencia a la tensión del concreto. El esfuerzo máximo se estima a través de la expresión (7-1). Puesto que el concreto no tiene comportamiento ni puramente elástico ni puramente plástico, se asume un valor de α igual a 0.333 el cual es el límite entre ambos. De este modo se obtiene:

$$T = \frac{\tau_{\max} x^2 y}{3} \quad (7-3)$$

La resistencia del concreto a la tensión es aproximadamente igual a $1.6\sqrt{f'_c}$. Reemplazando en (7-3) se obtiene:

$$T_{cr} = 0.53\sqrt{f'_c} x^2 y \quad (7-4)$$

donde: T_{cr} : Torsor crítico.

Se denomina torsor crítico al torque que inicia el agrietamiento en un elemento sometido a torsión pura.

El concreto simple sometido a torsión pura presenta fisuras helicoidales a 45° cuando se excede la resistencia del concreto. Las fisuras son de naturaleza similar a las observadas por corte, sin embargo, su distribución es diferente.

Después de producirse el agrietamiento la resistencia al torque del concreto disminuye a aproximadamente el 40% del T_{cr} . Si el elemento no cuenta con refuerzo en el alma fallará frágilmente.

7.2.2 Elementos de concreto armado con refuerzo en el alma

El comportamiento de los elementos con refuerzo en el alma después del agrietamiento es explicado a través de dos teorías. La primera, denominada la teoría de flexión asimétrica, fue presentada por primera vez en 1959 por Lessig. Posteriormente fue desarrollada por Hsu en 1968 y las expresiones deducidas por él fueron la base de la formulación presentada por el código del ACI hasta su penúltima versión. La segunda teoría denominada la analogía de la armadura fue presentada por Rausch en 1929. A lo largo de los años ha sido objeto de numerosos estudios y su desarrollo más simplificado ha sido presentado por Solanski en 1983. Esta teoría es la que sirve de base para el diseño por torsión propuesto actualmente por el código del ACI.

Teoría de la flexión asimétrica

Esta teoría parte de la hipótesis que todo tipo de sección, ya sea sólida o hueca, puede ser analizada como si fuera del primer tipo. La figura 7.4 muestra un elemento de sección rectangular de concreto armado sometido a torsión, el cual cuenta con refuerzo en el alma constituido por estribos. El elemento presenta una fisura diagonal y una región sometida a compresión, la cual está sombreada. El torsor resistido por los brazos horizontales del refuerzo es:



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

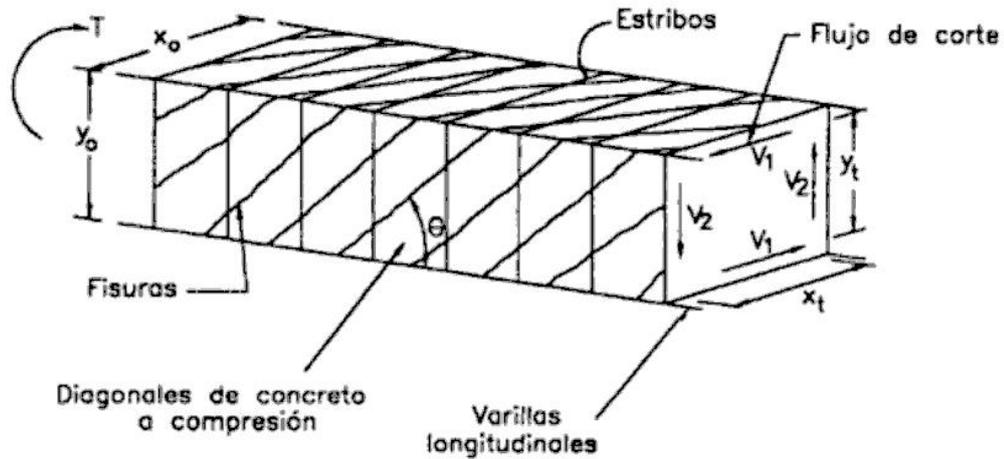


Figura 7.6. Idealización del elemento de concreto armado sometido a torsión según la teoría de la armadura

$$\tau = \frac{T}{2A_o t} \tag{7-7}$$

donde: T: Torsor aplicado

A_o : Área encerrada por la línea del flujo de corte en las paredes de la sección (figura 7.7).

t: Espesor de la pared de la sección tubular en el punto donde se está calculando el esfuerzo.

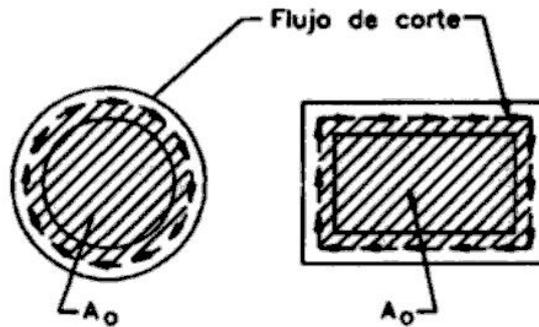


Figura 7.7. Significado del parámetro A_o

En el caso de secciones llenas, es necesario definir el espesor de una sección hipotética equivalente. El Comité Europeo del Concreto propone tomar:

$$t = \frac{A}{p}$$

donde: A: Área de la sección sólida.

p: Perímetro de la sección sólida.

Para las secciones huecas, el valor de t será el espesor de la pared de la sección siempre que no exceda A/p .



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Para asegurar el desarrollo del torsor último, prevenir la excesiva pérdida de rigidez a la torsión y controlar el ancho de las grietas, el espaciamiento entre estribos está limitado a:

$$s \leq \frac{P_h}{8}$$

El refuerzo transversal se llevará la distancia ($b_t + d$) más allá del punto en que ya no se le necesita.

en la expresión anterior se deberá cumplir:

$$\frac{A_t}{s} \geq \frac{1.76b}{f_{yt}} \quad (7-26)$$

El fierro longitudinal tendrá un mínimo:

$$A_l \geq \frac{1.33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \frac{(A_t) \rho_h}{s} \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (\text{ACI-11-24})$$

Las varillas de acero longitudinal deben ser de denominación mayor a la #3 y su diámetro, mayor que $s/24$. El espaciamiento máximo de este refuerzo es 30 cm.

Dado que el fisuramiento del concreto en torsión produce fisuras helicoidales es preciso colocar estribos más allá del punto donde teóricamente se requieren, hasta una distancia adicional igual a $b_t + d$, donde b_t es el ancho de la porción de la sección transversal que contiene los estribos que resisten la torsión. El refuerzo longitudinal debe anclarse en sus dos extremos.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

el cual es determinado a través de la expresión (7-21):

$$A_t = \frac{A_t}{s} P_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) \cot^2 \theta$$

$$A_t = 1.29/15 \times 200 \times 4200/4200 \times 1 = 17.2 \text{ cm}^2.$$

El refuerzo longitudinal mínimo es:

$$A_{l\text{mín}} = \frac{133 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{S} \right) P_h \frac{f_{yv}}{f_{yt}}$$

$$A_{l\text{mín}} = 1.33 \times 16.73 \times 2800/4200 - 1.29/15 \times 200 \times 1 = -2.37 \text{ cm}^2 < 14.20 \text{ cm}^2.$$

En la expresión anterior, el término $A_t/s = 1.29/15 = 0.086$ no puede ser menor que $1.76b_w/f_y = 1.76 \times 40/4200 = 0.017$ (OK). El refuerzo longitudinal estará constituido por 9 varillas #5.

Tramo CD: En este tramo, el momento torsor último es $T_u = 608000$ kg-cm. No se requiere considerar la fuerza cortante ya que en el tramo ABC donde su efecto era más crítico, era resistida íntegramente por el concreto.

Siguiendo el mismo procedimiento que en el tramo ABC, se obtiene:

$$A_t/s = 608000/(0.75 \times 2 \times 1445 \times 4200) = 0.067.$$

Al igual que en el tramo ABC, se colocarán estribos #4. El espaciamiento será:

$$s = 1.29/0.067 = 19 \text{ cm.} < s_{\text{máx}} = 25 \text{ cm.}$$

Se verifican los esfuerzos en el concreto:

$$\sqrt{\left(\frac{11010}{40 \times 54} \right)^2 + \left(\frac{608000 \times 200}{1.7 \times 1700^2} \right)^2} = 25.3 \leq 33.3$$

y se chequea el refuerzo mínimo por torsión y corte.

$$(A_v + 2A_t)_{\text{mín}} = 0.2 \sqrt{f'_c} b_w s / f_y = 0.2 \times 16.73 \times 40 \times 19 / 4200 = 0.61 \text{ cm}^2 < 2 \times 1.29 = 2.58 \text{ cm}^2.$$

$$(A_v + 2A_t) \geq 3.5 b_w s / f_y = 3.5 \times 40 \times 19 / 4200 = 0.63 \text{ cm}^2$$

El refuerzo longitudinal está dado por:

$$A_t = 1.29/19 \times 200 \times 4200/4200 \times 1 = 13.58 \text{ cm}^2.$$

$$A_{l\text{mín}} = 1.33 \times 16.73 \times 2800/4200 - 1.29/19 \times 200 \times 1 = 1.25 \text{ cm}^2 < 13.58 \text{ cm}^2.$$

Este refuerzo será provisto por 7 varillas #5.

Tramo DE: Este tramo corresponde a la porción de viga que no requiere refuerzo por torsión. La sección que se encuentra sometida al momento torsor mínimo a considerar, igual a 1254 kg-m. está ubicada a x del apoyo:

$$x = 3 - 3 \times 125400/912000 = 2.59 \text{ m.}$$



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

entre 1450 y 1950 kg/m³, los mínimos presentados se multiplicarán por $(1.65-0.0003w_c)$ pero este factor no será menor que 1.09, donde w_c es el peso del concreto en kg/m³. Para los concretos con pesos entre 1950 y 2300 kg/m³ no se define factor de corrección pues éste se aproxima a la unidad y por lo tanto se desprecia. Además, si el acero tiene un esfuerzo de fluencia diferente que 4200 kg/cm², los peraltes mínimos se multiplicarán por $(0.4+f_y/7000)$.

El segundo método para el control de deflexiones consiste en estimar su magnitud y verificar que no exceda los límites propuestos por el código (ACI-9.5.2.6). Las flechas máximas permitidas se presentan en la Tabla 8.2.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Limitación
1. Techos llanos que no soportan ni están ligados a elementos no estructurales que puedan ser dañados por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la aplicación de la carga viva.	l/180
2. Pisos que no soportan ni están ligados a elementos no estructurales que puedan ser dañados por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la aplicación de la carga viva.	l/360
3. Techos o pisos que soportan o están ligados a elementos no estructurales que puedan ser dañados por deflexiones excesivas.	Parte de la flecha total que ocurre después de la colocación de los elementos no estructurales.	l/480
4. Techos o pisos que soportan o están ligados a elementos no estructurales que no se dañan con deflexiones excesivas.		l/240

Tabla 8.2 Deflexiones máximas permitidas por el código del ACI (ACI-Tabla 9.5.b.).

La deflexión límite propuesta en el caso 1 no es suficiente para evitar el estancamiento del agua en techos. Para los casos 3 y 4, la deflexión a considerar será calculada reduciendo la flecha a largo plazo determinada por el método expuesto en la sección siguiente menos la flecha que ocurre antes de la colocación de los elementos no estructurales. En el caso 3 las deflexiones podrán exceder los límites propuestos siempre que se demuestre que los elementos no estructurales no resultarán dañados. Las estructuras asociadas al caso 4 también deberán verificarse para el caso 1.

8.1.2 Cálculo de deflexiones

Las deflexiones de los elementos de concreto armado son función del tiempo y por lo tanto pueden ser de dos tipos: instantáneas y a largo plazo. Las primeras se deben fundamentalmente al comportamiento elástico de la estructura y se producen inmediatamente después que las cargas son aplicadas. Las segundas son consecuencia del *creep* y contracción del concreto y son ocasionadas por cargas sostenidas a lo largo del tiempo. Las deformaciones a largo plazo pueden llegar a ser el doble de las deformaciones instantáneas.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

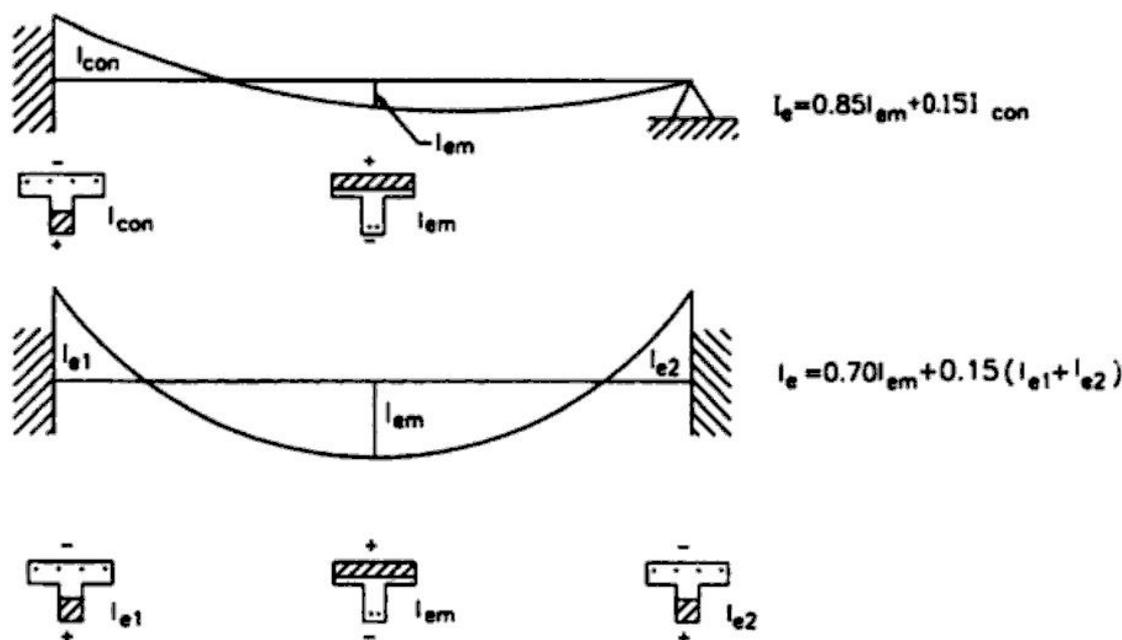


Figura 8.4. Variación del momento flector en elementos continuos

Para superar esta situación, el código del ACI propone que el momento de inercia efectivo de un miembro continuo sea igual al promedio de las inercias efectivas de la sección de mayor momento positivo y las de mayor momento negativo. Para elementos prismáticos simplemente apoyados, el momento de inercia efectivo será el correspondiente a la sección central del elemento y para los volados, el momento de inercia será considerado en el apoyo (ACI-9.5.2.4).

Alternativamente, se puede emplear las siguientes expresiones para determinar la inercia efectiva en elementos continuos en uno o los dos extremos (Ref. 24):

- Para miembros continuos en ambos extremos:

$$I_e = 0.70I_{em} + 0.15(I_{e1} + I_{e2}) \quad (8-5)$$

- Para miembros continuos en un extremo:

$$I_e = 0.85I_{em} + 0.15I_{con} \quad (8-6)$$

donde: I_{em} : Momento de inercia efectivo al centro de la luz.

I_{e1} , I_{e2} : Momentos de inercia efectivos en los extremos continuos del elemento.

I_{con} : Momento de inercia efectivo en el extremo continuo.

El momento flector, M_a , empleado para la determinación del momento efectivo es el que corresponde a la envolvente de esfuerzos, es decir, al mayor momento proveniente de las combinaciones de cargas actuantes utilizadas. Si se hace uso de los momentos determinados a través del método de los coeficientes del ACI, presentado en el siguiente capítulo, las deflexiones tienden a ser sobrestimadas. Si utilizando este procedimiento no se satisfacen las flechas máximas permitidas es necesario efectuar un análisis más exhaustivo.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Además indica que:

$$s \leq 30.5 \frac{2817}{f_s} \quad (8-9)$$

Esta reglamentación es adicional a lo que manda el ACI para losas en un sentido $s \leq 3 h$ y para losas en dos sentidos $s \leq 2 h$.

El esfuerzo de trabajo del acero se estima a través de la siguiente expresión:

$$f_s = \frac{M}{A_s (d-c / 3)} \quad (8-10)$$

donde M es el momento bajo cargas de servicio, es decir, sin amplificar y c se estima a través de la expresión (8-3). Alternativamente, se puede asumir que el acero trabaja al 2/3 de su esfuerzo de fluencia, es decir, $f_s = 0.67f_y$.

Estas fórmulas están basadas en rajaduras máximas de $w \leq 0.041$ cm, para estructuras interiores.

Aunque el ACI no lo indica, para otros anchos de rajaduras se puede tomar:

$$s \leq \left(\frac{38 [2817]}{f_s} - 2C_c \right) \frac{w}{0.041} \quad (8-11)$$

$$s \leq \left(30.5 \frac{[2817]}{f_s} \right) \frac{w}{0.041} \quad (8-12)$$

- Para estructura exteriores $w \leq 0.033$ cm.
- Para estructura sometidas a ataques químicos $w \leq 0.018$ cm.
- Para estructura sometidas a agua de mar o salpicaduras de agua de mar $w \leq 0.015$ cm.
- Para estructuras retenedoras de líquidos en condiciones normales $w \leq 0.025$ cm.
- Para estructuras retenedoras de líquidos en condiciones severas $w \leq 0.020$ cm.
- Para estructuras con presión de agua $w \leq 0.010$ cm.

8.2.2 Vigas de gran peralte

Si el peralte de una viga, h , es mayor o igual que 90 cm, el elemento deberá ser provisto de refuerzo adicional en sus caras para evitar el fisuramiento que se pudiera producir en ellas al estar desprovistas de acero. El código sugiere que este refuerzo se reparta en la mitad inferior del elemento (ver figura 8.8), en ambas caras de la viga y su espaciamiento s entre barras longitudinales adicionales será el que mandan las fórmulas (8-8) y (8-9).



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

$$I_c = 0.7 \times 3580210 + 0.15 \times (5290080 + 3458045) = 3818366 \text{ cm}^4$$

La deflexión en la sección central de la viga es:

- Debida a la carga uniformemente repartida:

$$\Delta_1 = 5wL^4 / (384EI) = 5 \times (6250 + 5350) / 100 \times 800^4 / (384 \times 252670 \times 3818366) = 0.64 \text{ cm. } (\downarrow)$$

- Debida al momento en A:

$$\Delta_2 = M_A L^2 / (16EI) = (24750 + 21185) \times 100 \times 800^2 / (16 \times 252670 \times 3818366) = 0.19 \text{ cm. } (\uparrow)$$

- Debida al momento en B:

$$\Delta_3 = M_B L^2 / (16EI) = (29900 + 25595) \times 100 \times 800^2 / (16 \times 252670 \times 3818366) = 0.23 \text{ cm. } (\uparrow)$$

Finalmente, la deflexión instantánea total es:

$$\Delta_1 = 0.22 \text{ cm. } (\downarrow)$$

La deflexión a largo plazo es igual a la flecha instantánea multiplicada por el factor λ el cual depende de ξ y ρ' . El primero se tomará igual a 2 pues se está evaluando la deflexión para un periodo de aplicación de la carga mayor de 5 años. La cuantía de refuerzo en compresión es igual a 0. Por lo tanto, el factor λ es igual a:

$$\lambda = \xi / (1 + 50\rho') = 2 / (1 + 50 \times 0) = 2$$

La flecha a largo plazo es:

$$\Delta_{\infty} = \lambda \Delta_1 = 2 \times 0.22 = 0.44 \text{ cm } (\downarrow)$$

Y la flecha total a largo plazo es:

$$\Delta_1 + \Delta_{\infty} = 0.22 + 0.44 = 0.66 \text{ cm } (\downarrow)$$



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

- Si el apoyo es una columna $w_u l_n^2 / 16$
- Corte en el tramo exterior en la cara del primer apoyo interior $1.15 w_u l_n / 2$
 - Corte en los apoyos restantes $w_u l_n / 2$

En la figura 9.2 se muestra más claramente cada condición de apoyo.

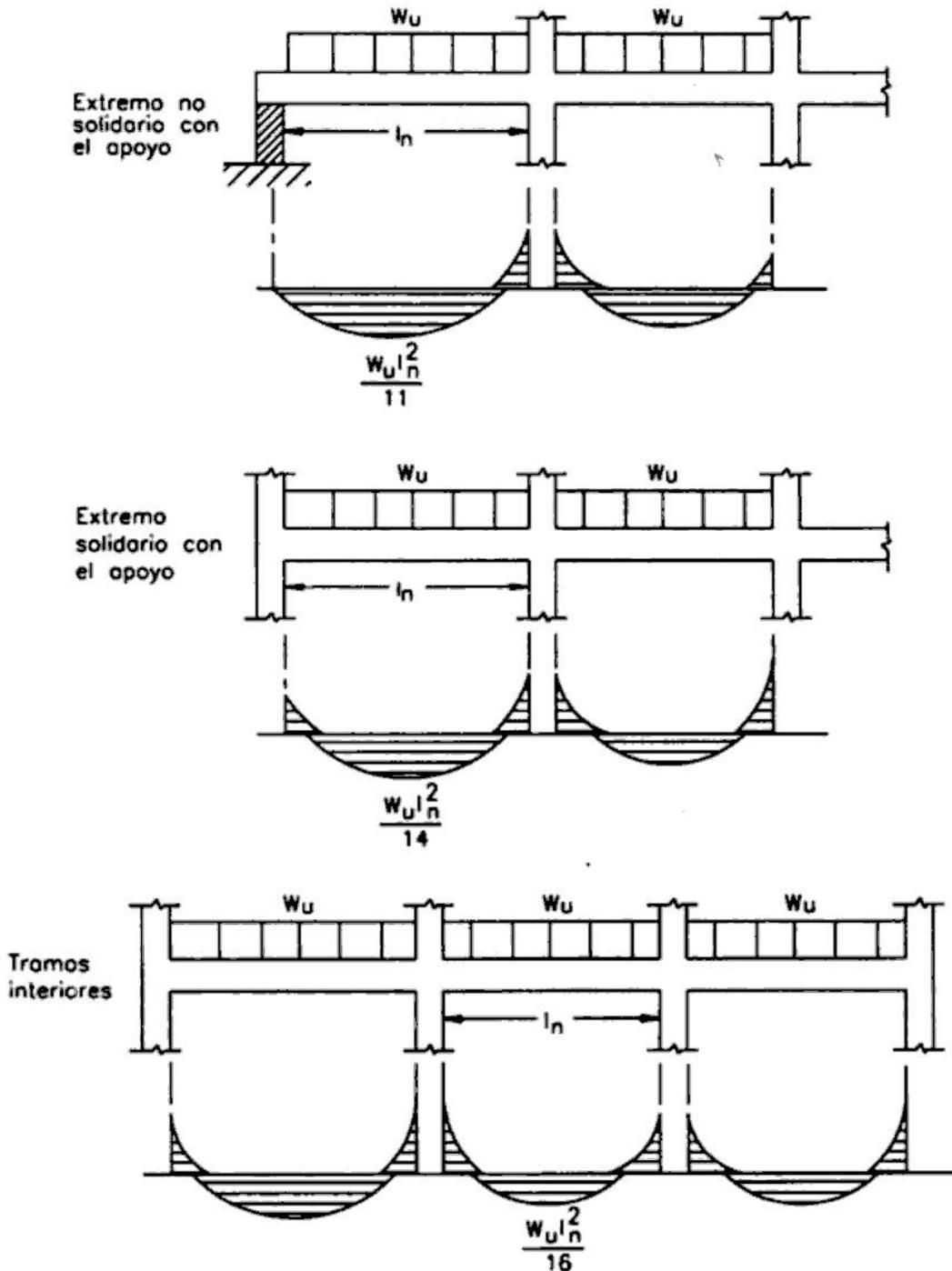


Figura 9.2.(a) Método de los coeficientes del ACI: momentos positivos



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

método de las líneas de influencia basta con conocer su forma cualitativamente. Esta se puede determinar muy fácilmente a través del principio de Mueller-Breslau, el cual se fundamenta en la teoría del trabajo virtual. La deducción de este principio no es objetivo del presente trabajo.

El principio de Mueller-Breslau establece que la línea de influencia de una determinada fuerza interna tiene la misma forma que la deformada del elemento sometido a un desplazamiento unitario en la dirección de dicha fuerza. Por ejemplo, en la figura 9.4 se muestra la deformada de un miembro continuo de 4 tramos al cual se le ha aplicado una rotación unitaria sobre el apoyo B. La deformada bajo esta solicitación tiene la misma forma que la línea de influencia del momento en el apoyo B. Del mismo modo, un desplazamiento unitario en la sección central del tercer tramo, genera una deformada que es similar a la línea de influencia de la fuerza cortante en ese punto.

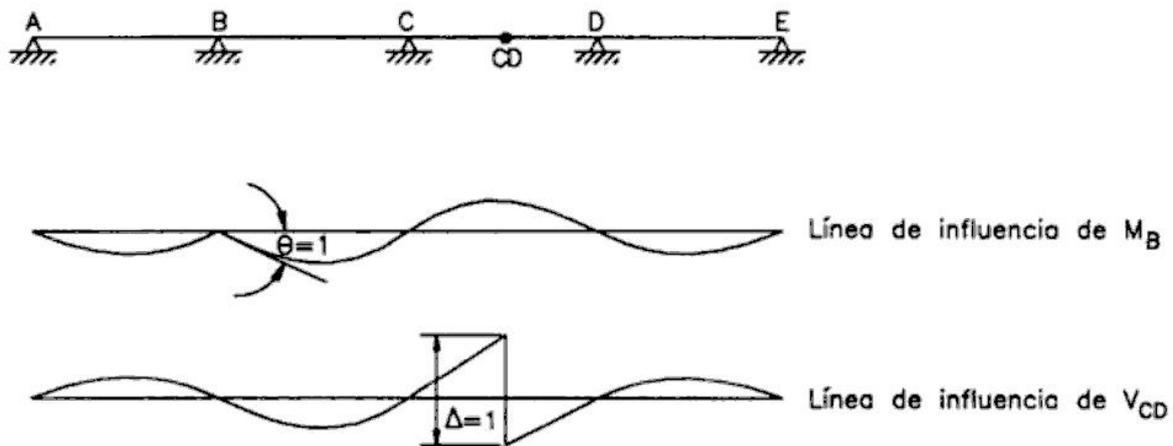


Figura 9.4. Principio de Mueller-Breslau

Basado en los criterios presentados previamente, el código del ACI recomienda (ACI-8.9):

Para determinar el mayor momento negativo sobre un apoyo se debe considerar que la carga permanente se aplica sobre todo el elemento y la carga viva en los tramos adyacentes al apoyo (ver figura 9.5).

Para determinar los máximos momentos positivos en el centro de un tramo se debe considerar que la carga permanente actúa a todo lo largo del miembro y la carga viva en el tramo y los dos tramos alternos vecinos.

9.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS

En la sección 9.1 se indicó que el código recomienda el empleo del método elástico para el análisis de estructuras de concreto armado. Sin embargo, tomando en cuenta el comportamiento inelástico del concreto, el código establece criterios para considerar la redistribución de esfuerzos propia de estructuras que trabajan en el rango inelástico.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

9.5 VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS Y VIGAS CONTINUAS

En esta sección y las que siguen se pretende presentar algunos criterios para el diseño de vigas, losas macizas y losas nervadas armadas en una dirección.

En principio, los peraltes de las vigas se dimensionan a partir de los requerimientos mínimos para el control de deflexiones. Para luces de hasta 7 m. la relación entre ancho y peralte se suele tomar entre $1/2$ y $2/3$. Para luces mayores, son más convenientes vigas delgadas y peraltadas, en las que la altura total es 3 ó 4 veces el ancho de la sección.

Las vigas se analizan por cualquier método elástico o haciendo uso del método de los coeficientes del ACI, si se satisfacen los requisitos para su utilización. En el primer caso, se debe considerar el efecto de la alternancia de cargas. En este caso, también es posible efectuar redistribución de esfuerzos, buscando igualar los momentos negativos de las vigas que llegan a un apoyo. No es necesario considerar la rigidez torsional de los elementos perpendiculares a la viga analizada a menos que sea comparable con su rigidez a la flexión.

El diseño de las vigas involucra las siguientes etapas:

1. Cálculo del refuerzo longitudinal.
2. Cálculo del refuerzo transversal por corte.
3. Cálculo del refuerzo por torsión.
4. Determinación de los puntos de corte del acero y detallado del anclaje del refuerzo.
5. Control de deflexiones y control de rajaduras.

Las vigas no suelen tener problemas de pandeo lateral, aún si son delgadas y peraltadas, a menos que estén sujetas a momentos torsores elevados. Para evitar este efecto, el código sugiere que las vigas tengan arriostamiento lateral espaciado a no más de 50 veces el ancho más estrecho de la zona en compresión (ACI-10.4). En caso de presentarse torsión considerable, este espaciamiento debe reconsiderarse.

En las últimas versiones del código se presentan criterios para lograr la denominada "integridad estructural" (ACI-7.13). Son recomendaciones sencillas para el detallado del refuerzo en algunos miembros de la estructura de modo que se evite que el colapso de un elemento de soporte o una falla localizada, generada por una sobrecarga extraordinaria, se propague y afecte a toda la estructura.

Por integridad estructural, el código sugiere que las vigas perimetrales estén provistas, en toda su extensión, de refuerzo positivo igual o mayor a un cuarto del acero positivo requerido en el centro de la luz y por refuerzo negativo igual o mayor a un sexto del acero negativo provisto en el apoyo. Este refuerzo debe contar, entre apoyos, con estribos cerrados anclados en el acero negativo con un gancho estándar a 135° . Si se requiere empalmar el refuerzo longitudinal positivo, se emplearán empalmes clase A ubicados en los apoyos o cerca de ellos. Si se trata del refuerzo negativo, éstos se ubicarán en el centro de la luz y serán de la misma clase.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

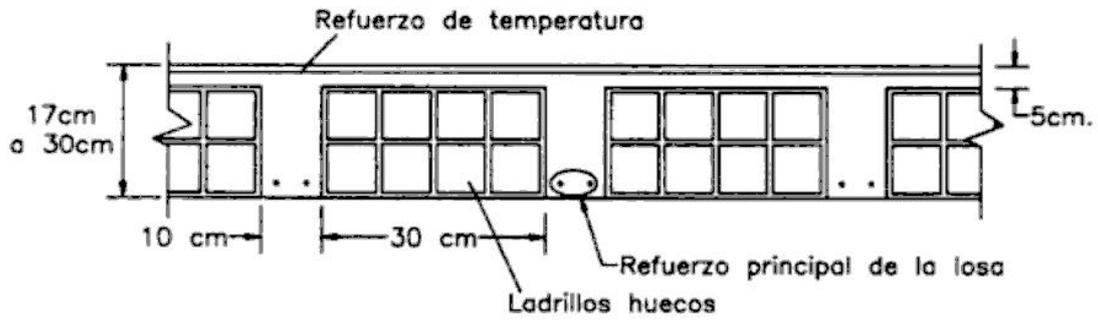


Figura 9.12. Características geométricas de una losa aligerada

encofrados metálicos pues el ladrillo actúa como encofrado lateral de las viguetas.

Los ladrillos utilizados en losas aligeradas pueden ser de arcilla o mortero. En el mercado peruano se pueden encontrar de las dimensiones presentadas en la Tabla 9.1.

Material	# de huecos	Ancho (cm)	Largo (cm)	Altura (cm)
Arcilla	8	30	30	12
			25	15
Arcilla	4	30	30	20
			25	20
Mortero	2	30	25	12
				15
				20
				25
				30

Tabla 9.1 Tipos de ladrillos que se encuentran en el mercado peruano

En la figura 9.13 se muestran las características de algunos tipos de ladrillos.

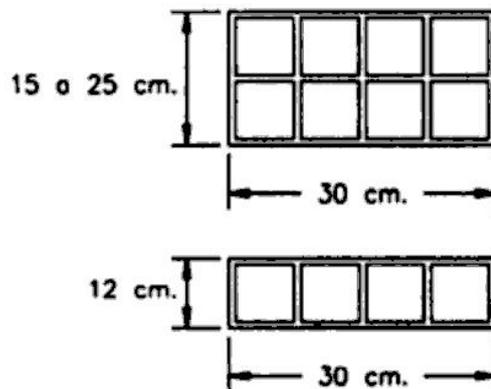


Figura 9.13. Tipos de ladrillos disponibles en el mercado



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

9.8 ESCALERAS

Las escaleras y rampas son los elementos de la estructura que conectan un nivel con otro. La comodidad que brindan al usuario depende en gran medida de su inclinación. En este sentido, es recomendable una inclinación de 20° a 50°. Para pendientes menores lo usual es emplear rampas.

Las escaleras presentan diferentes tipos de secciones como se muestra en la figura 9.16. Los pasos miden entre 25 y 30 cm. y los contrapasos entre 16 y 19 cm. Como regla práctica se considera que una escalera bien proporcionada si cumple la siguiente relación:

$$61 \text{ cm.} \leq 2c + p \leq 64 \text{ cm.}$$

donde: c: Longitud del contrapaso.

p: Longitud del paso.

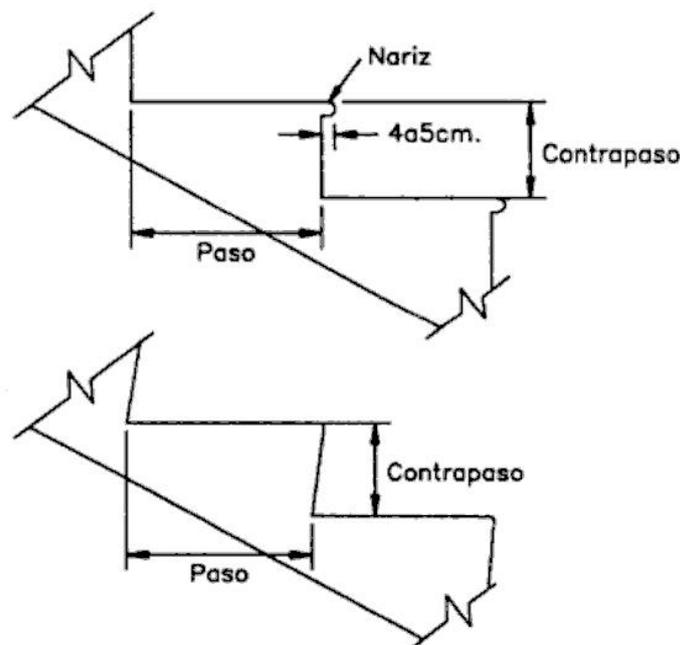


Figura 9.16. Diferentes secciones de escaleras

Otras relaciones que se suelen utilizar para proporcionar escaleras son:

$$43 \text{ cm.} \leq c + p \leq 45 \text{ cm.}$$

$$450 \text{ cm}^2 \leq c \times p \leq 480 \text{ cm}^2$$

En escaleras curvas, las longitudes del paso y contrapaso se miden en la línea de huella, la cual se ubica a 60 cm. del pasamano.

Uno de los tipos más comunes de escaleras es la que está constituida por una losa que se apoya en los dos niveles que conecta. Se emplea para luces pequeñas, de 3 a 4 m. Si las luces son



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

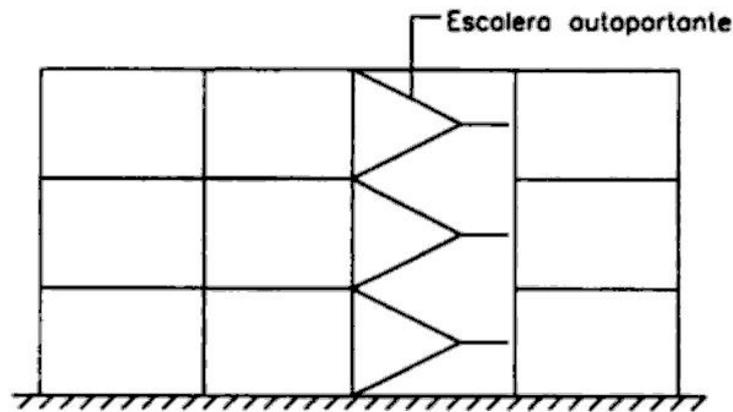


Figura 9.21. Escalera autoportante

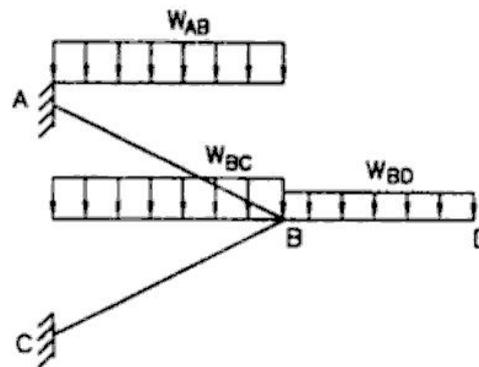


Figura 9.22. Cargas para el diseño de estructuras autoportantes

Por su parte, la losa del descanso está sometida no sólo a la flexión generada por las cargas que actúan directamente sobre ella, sino a la torsión generada por las fuerzas de tensión y compresión en los tramos superior e inferior de la escalera. Para que este torsor sea lo menor posible, el refuerzo provisto para resistir la tensión en el tramo superior debe distribuirse lo más cerca posible del borde interior del elemento (ver figura 9.23). De este modo se busca reducir el brazo de palanca del par.

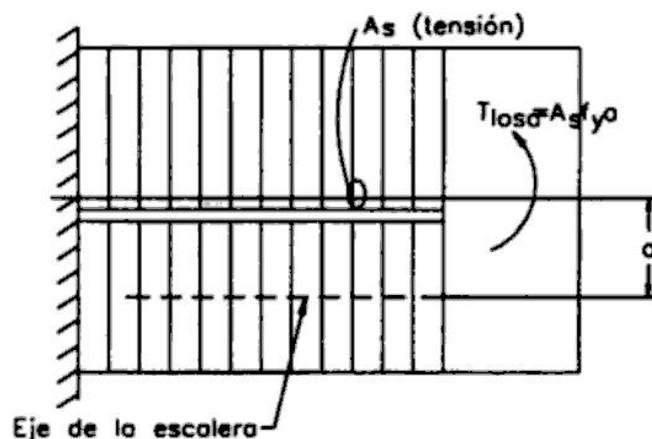


Figura 9.23. Torsión en el descanso de escaleras autoportantes



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Sección	Apoyo A	Centro de Al	Apoyo 1 (Izq)	Apoyo 1 (Der)	Centro de 12
Coficiente	1/16	1/14	1/10	1/11	1/16
M_u (kg-cm)	3104000	3547400	5606600	5096900	3928500
b	40	210	40	40	210
R_u (d=59)	22.29	4.85	40.27	36.61	5.37
ρ	0.62%	0.13%	1.16%	1.05%	0.14%
	<p>En el apoyo 1 es posible efectuar redistribución de esfuerzos. La mayor variación en los momentos en el apoyo es igual a:</p> $20(1-(\rho-\rho')/\rho_p)=20(1-(1.16/3.35))=13.1\%$ <p>El momento en el lado izquierdo del apoyo 1 se reducirá en 13.1% y el momento en el lado derecho se igualará a este valor. El momento positivo en el centro de los tramos se incrementará según corresponda</p>				
Redistribución (kg-m)	3104000	4281900	4872100	4872100	4153300
R_u (d=59)	22.29	5.86	34.99	34.99	5.68
ρ	0.62%<2.52%	0.16%<2.52%	1.00%<2.52%	1.00%<2.52%	0.15%<2.52%
A_s (cm ²)	14.63	19.82	23.6	23.6	18.59
$A_{s\min}$ (cm ²)	8.41	8.41	8.41	8.41	8.41
A_s (provista)	15.30	20.96	25.5	25.5	20.96
Varillas	3#8	3#8 y 2#6	5#8	5#8	3#8 y 2#6
V_u (kg) (cara)	31040		35696	34920	
V_c (kg)	23400		23400	23400	
V_u (kg) (d de la cara)	26462		31118	30342	
V_s (kg)	11883		18091	17056	
s (cm) Estribos #3	29.6>s = 29.5 ^{max}		19.5<29.5	20.6<29.5	
Estribos (provistos)	#3@27.5 cm.		#3@19 cm.	#3@20 cm.	
$A_{v\min}$	0.98<1.42		0.68<1.42	0.71<1.42	

Los estribos calculados se proveerán hasta el punto donde la fuerza cortante es igual a $\phi V_c/2$.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Se verificará que la viga satisfaga las condiciones para la utilización del método de los coeficientes del ACI:

1. Número de tramos: 4 tramos > 2 tramos (OK)
2. Diferencia entre la longitud de los tramos adyacentes:
todos los tramos son iguales. (OK)
3. Cargas uniformemente distribuidas (OK)
4. Relación carga viva/carga muerta: $CV/CM=500/550=0.91 < 3$ (OK)
5. Elementos prismáticos (OK)

Se cumplen las condiciones para la aplicación del método de los coeficientes y por lo tanto será utilizado.

Cálculo del refuerzo longitudinal y transversal: En la siguiente tabla se presenta el resumen de los cálculos efectuados para el diseño del refuerzo longitudinal y transversal.

Sección	Apoyo a	Centro de ab	Apoyo b (Izq)	Apoyo b (Der)	Centro de bc	Apoyo c (Izq)
Coeficiente	1/24	1/14	1/10	1/11	1/16	1/11
M_u (kg-cm)	123200	211200	295700	268800	184800	268800
R_u (d=9.5 cm)	13.65	23.40	32.76	29.78	20.48	29.78
ρ	0.37%	0.65%	0.93%	0.84%	0.56%	0.84%
	<p>En el apoyo b es posible efectuar redistribución de esfuerzos. La mayor variación en los momentos en el apoyo es igual a:</p> $20(1-(\rho-\rho')/\rho_b)=20(1-(1.04/3.35))=14.4\%$ <p>El momento en el lado izquierdo del apoyo 1 se reducirá en 14.4% y el momento en el lado derecho se igualará a este valor. El momento positivo en el centro de los tramos se incrementará según corresponda</p>					
Redistribución (kg-m)	123200	253800	253100	253100	200500	268800
R_u (d=9.5)	13.65	28.12	28.04	28.04	22.22	29.78
ρ	0.37% < 2.52%	0.79% < 2.52%	0.79% < 2.52%	0.79% < 2.52%	0.61% < 2.52%	0.84% < 2.52%
A_s (cm ²)	3.52	7.51	7.51	7.51	5.80	7.98
$A_{s\text{mín}}$ (cm ²)	0.0018x100x12.5=2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
A_s (provista)	3.55	7.74	7.74	7.74	6.45	9.03
Varillas	#3@0.20 m.	#4@0.175 m	#4@0.175 m	#4@0.175 m	#4@0.20 m	#4@0.15 m
V_u (kg) (cara)	3285		3778	3285		3285
ϕV_c (kg)	8007		8007	8007		8007
V_u (kg) (d de la cara)	3146 < 8007		3639 < 8007	3146 < 8007		3146



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Detalle del refuerzo y determinación de los puntos de corte del acero: No se presentará los cálculos efectuados para el corte del refuerzo pero el criterio es el mismo que en el caso de vigas.

Control de deflexiones: El peralte de la losa es mayor que el mínimo requerido por el código para no efectuar el cómputo de deflexiones por lo que este cálculo no es necesario.

El detallado final del refuerzo longitudinal se muestra en la figura 9.29.

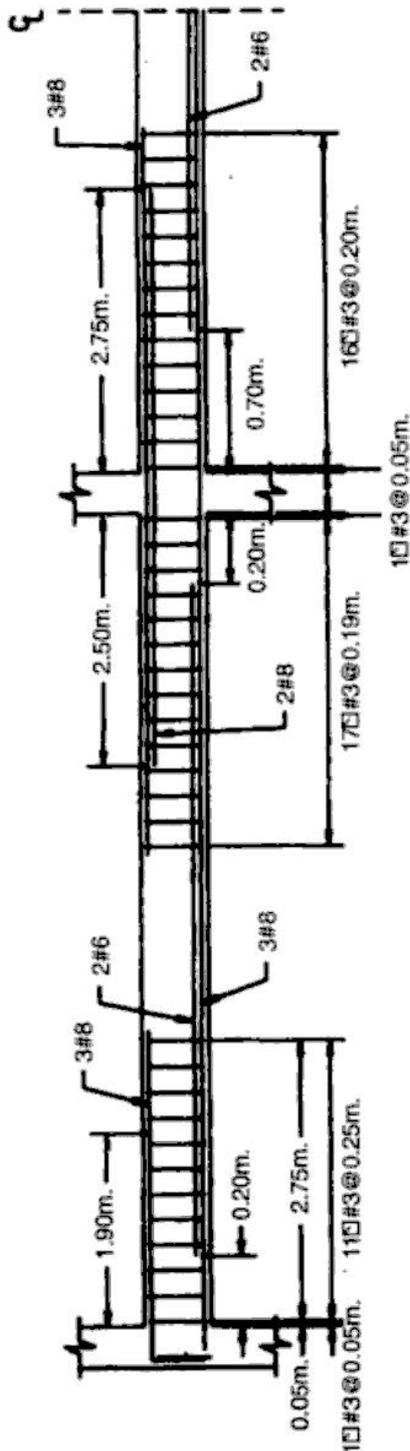


Figura 9.27 Ejemplo 9.1

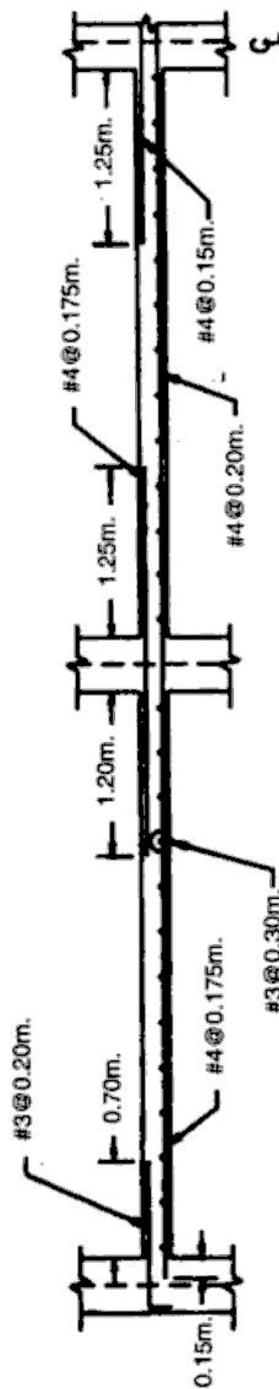


Figura 9.28 Ejemplo 9.2

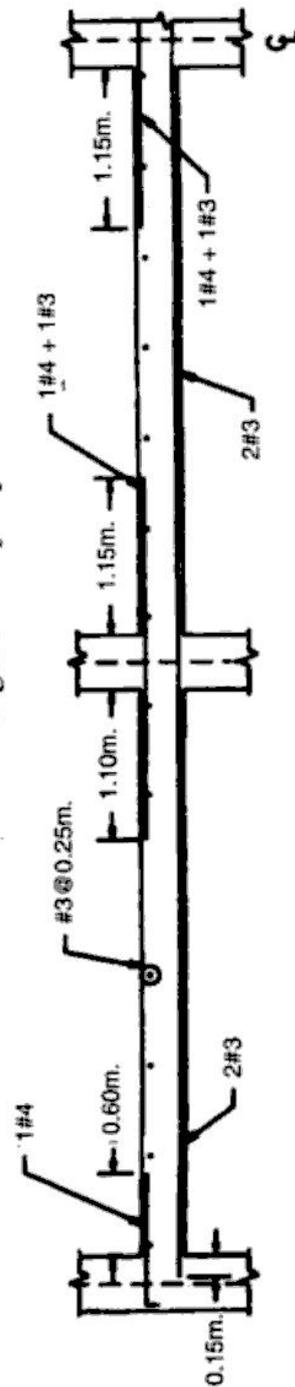


Figura 9.29 Ejemplo 9.3



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

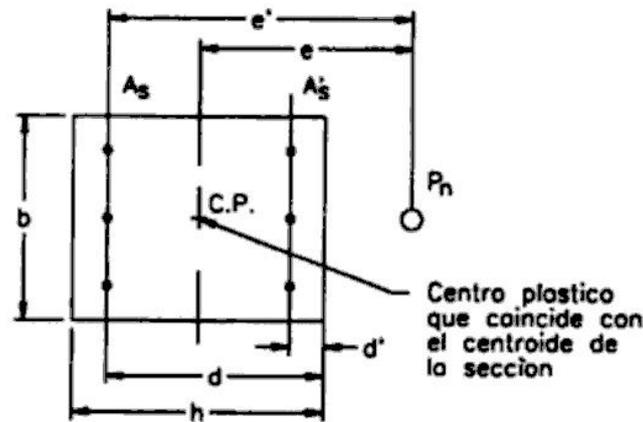


Figura 10.3. Sección rectangular analizada en la sección 10.2.2. y su análisis

aplicado a un caso en particular: una columna de sección rectangular con refuerzo dispuesto simétricamente. En la figura 10.3, se muestra la notación utilizada en la formulación presentada.

Para determinar la ecuación que corresponde a la condición de falla por compresión, se asume un diagrama de deformaciones como el mostrado en la figura 10.4.a, el cual genera los esfuerzos internos mostrados. La capacidad resistente del elemento estará dada por la resultante de las fuerzas desarrolladas en el acero y el concreto. Por lo tanto:

$$P_n = 0.85f'_c ba + A'_s f'_s - A_s f_s \quad (10-3)$$

$$M_n = 0.85f'_c ba \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (10-4)$$

Los esfuerzos en el acero en compresión y en tensión se determinan por semejanza de triángulos:

$$f'_s = \frac{0.003(c - d')}{c} E_s = \frac{6117(c - d')}{c} \leq f_y \quad (10-5)$$

$$f_s = \frac{0.003(d - c)}{c} E_s = \frac{6117(d - c)}{c} \quad (10-6)$$

Whitney propuso la siguiente expresión aproximada para determinar la resistencia a la compresión de una columna que falla en compresión:

$$P_n = \frac{A'_s f_y}{\left[\frac{e}{(d - d')} \right] + 0.5} + \frac{bhf'_c}{\left(\frac{3he}{d^2} \right) + 1.18}$$

Esta expresión es válida para secciones con refuerzo simétrico dispuesto en una capa paralela al eje alrededor del cual se produce la flexión.

Cuando la falla es balanceada, el refuerzo en tensión alcanza el esfuerzo de fluencia y simultáneamente, el concreto llega a una deformación unitaria de 0.003. La deformación en la sección es como se muestra en la figura 10.4.b. En este caso, la resistencia de la columna será:



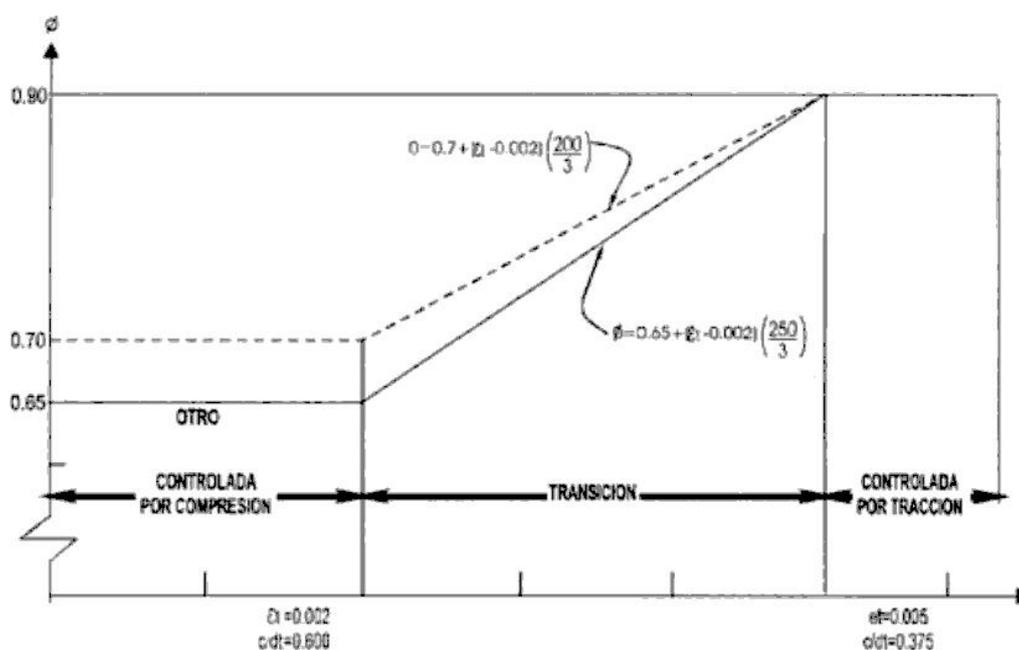
You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



Interpretación en c/d_1 :

Refuerzo en espiral $\phi = 0.70 + 0.20 \left(\frac{1}{c/d_1} - \frac{5}{3} \right)$

Refuerzo de estribos $\phi = 0.65 + 0.25 \left(\frac{1}{c/d_1} - \frac{5}{3} \right)$

Fig. 10.7 Variación del factor ϕ

Los diagramas de interacción pueden expresarse en términos de esfuerzos, de modo que no dependan de las dimensiones de la sección. Estas curvas son especialmente útiles para el diseño de columnas. En el apéndice C se incluyen algunos de estos diagramas.

10.2.3 Diseño de columnas cortas de concreto armado

Para estimar, en principio, las dimensiones de la sección, se suele emplear expresiones como las siguientes:

Para columnas con estribos:

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.45 (f'_c + f_y \rho_l)} \quad (10-12)$$



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Los estribos se distribuirán verticalmente sobre la zapata o la losa del nivel inferior, a partir de $s/2$, hasta una distancia similar por debajo del refuerzo horizontal más bajo del elemento superior, viga o losa (ver figura 10.10). Si a la columna llegan vigas o consolas en cuatro direcciones, los estribos terminarán a no menos de 7.5 cm del refuerzo horizontal más bajo del elemento menos peraltado.

Cuando se colocan pernos en la parte superior de las columnas o pedestales, se colocarán estribos adicionales que rodeen por lo menos 4 fierros de la columna o pedestal, en los 12.5 cm superiores consistentes por lo menos en 2 estribos # 4 ó 3 estribos # 3.

Para pedestales, ver 14.3. Pedestales.

10.3.2 Columnas con refuerzo en espiral

El refuerzo en espiral consiste en varillas o alambres lisos de tamaño adecuado para su manipuleo y puesta en obra. Su diámetro será mayor o igual que 3/8" y su esfuerzo de fluencia, menor que 4200 kg/cm² (ACI-10.9.3). La distancia libre entre espirales sucesivos será mayor que 2.5 cm, menor que 7.5 cm y mayor que 1 1/3 el tamaño del agregado grueso. Además, el paso del espiral será menor que un sexto del diámetro del núcleo de concreto.

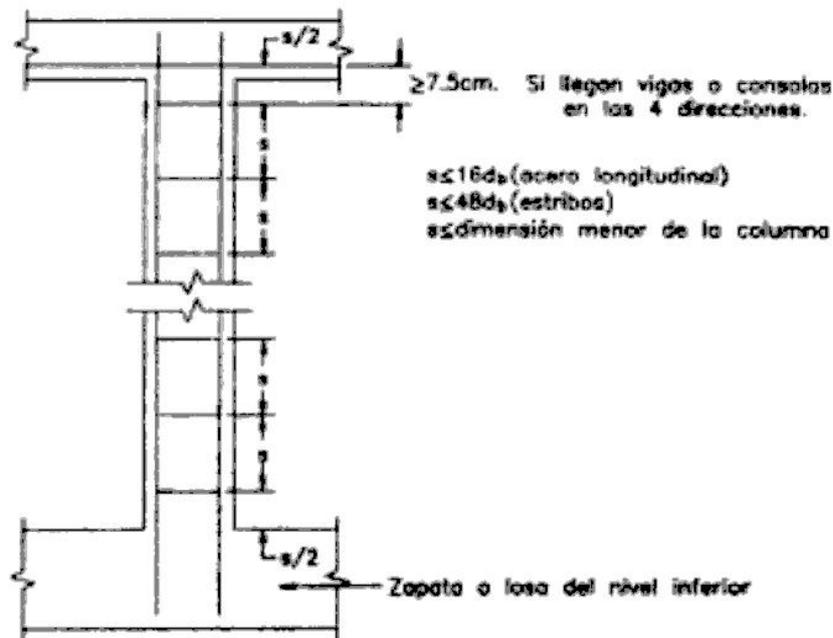


Figura 10.10. Distribución de estribos en columnas

La hélice debe ser capaz de proveer una resistencia mayor que la resistencia última de la columna. Para ello, el código recomienda:

$$\rho_s = 0.45 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (10-14)$$

(ACI-Ec(10-5))

Donde $f_{yt} \leq 7000 \text{ kg/cm}^2$ Para $f_{yt} > 4200 \text{ kg/cm}^2$ se prohíben los empalmes traslapados.

La deducción de esta fórmula se presenta en la sección 4.2.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

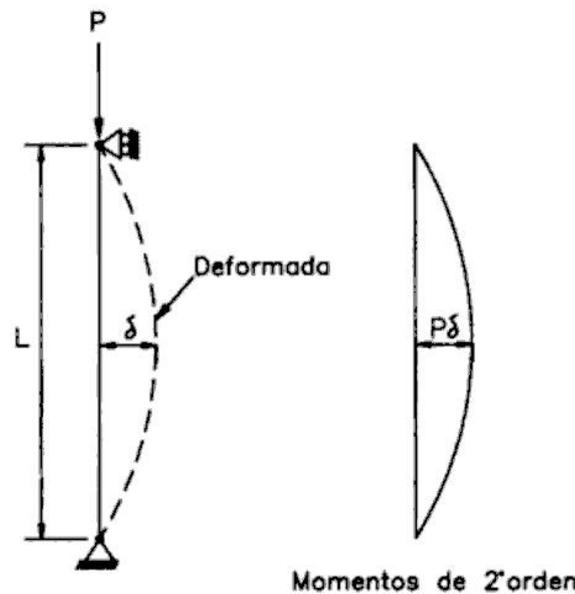


Figura 10.13. Momentos de 2º orden en una columna biarticulada sometida a compresión

En 1744, Euler dedujo la expresión que permite calcular la carga crítica de pandeo o carga de Euler:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (10-15)$$

donde: E: Módulo de elasticidad del material
 I: Momento de inercia de la sección en la dirección analizada
 l: Longitud de la columna

Dividiendo ambos términos entre el área de la sección, para obtener el esfuerzo en el elemento y reemplazando I por Ar^2 :

$$\frac{P_c}{A} = \sigma_c = \frac{\pi^2 EI}{l^2 A^2} = \frac{\pi^2 E}{(l/r)^2} \quad (10-16)$$

La relación (l/r) se denomina esbeltez de la columna. Los elementos más esbeltos pandean bajo un esfuerzo menor que los elementos menos esbeltos. Conforme la esbeltez disminuye, el esfuerzo de pandeo se incrementa. Puesto que la columna no puede soportar un esfuerzo superior a su resistencia, existe una esbeltez a partir de la cual la falla se produce por resistencia y no por pandeo.

La esbeltez que corresponde al límite entre ambos tipos de falla es:

$$\left(\frac{l}{r}\right)_{\text{lim}} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_{\text{max}}}}$$



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

10.4.2 Columnas esbeltas de concreto armado

Las columnas de concreto armado, por lo general, son poco esbeltas y su falla no se produce por pandeo. Sin embargo, los momentos de segundo orden reducen la capacidad resistente de la pieza y dependiendo de la esbeltez de la columna, dicha reducción es considerable.

En la figura 10.18 se presenta una columna sometida a una carga P con una excentricidad e , igual en ambos extremos. El momento flector en el elemento es constante e igual a Pe y genera una deformada cuya configuración corresponde, aproximadamente, a media onda sinusoidal. Estas deflexiones conocidas como deformaciones de primer orden, incrementan la excentricidad de la carga axial a lo largo del elemento y generan la aparición de momentos de segundo orden que ocasionan deformaciones adicionales.

En la figura 10.19 se muestra el diagrama de interacción de una columna, el cual como ya se indicó, es la representación gráfica de las combinaciones de carga axial y momento flector que ocasionan la falla del elemento. La falla definida por el diagrama de interacción se produce cuando se alcanza la resistencia del concreto y por lo tanto, es independiente de la esbeltez. Si una columna corta es cargada progresivamente con una excentricidad constante, su historia de carga puede ser representada por una línea, por ejemplo la línea de puntos OA. Los momentos de segundo orden son muy pequeños pues la deflexión ocasionada por la flexión no es significativa. La excentricidad, definida por la pendiente de la línea OA es prácticamente constante. Por el contrario, en una columna esbelta, los momentos secundarios cobran importancia y la excentricidad se incrementa con las solicitaciones. En este caso, la línea curva OB representa la historia de carga. La excentricidad se incrementa gradualmente por lo que la curva se inclina cada vez más hasta alcanzar la falla. Si se presentara el caso poco común de falla por pandeo, la curva OC representaría su proceso de carga. Como se aprecia, la curva no intercepta el diagrama de interacción, ya que la columna nunca alcanza su resistencia máxima.

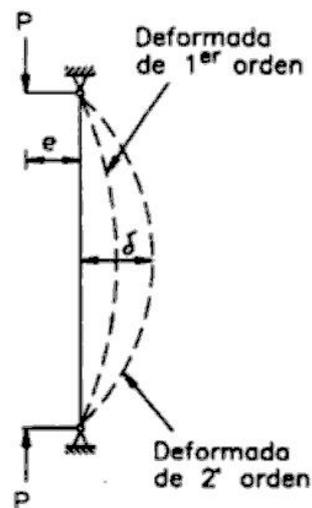


Figura 10.18. Columna de concreto armado sometida a carga P excéntrica



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Si los límites definidos a través de las expresiones (10-18) y (10-19) son superados, es necesario diseñar la sección tomando en cuenta la reducción de resistencia producida por los momentos de 2° orden, por alguno de los procedimientos indicados por el ACI.

10.5 DISEÑO DE COLUMNAS ESBELTAS DE CONCRETO ARMADO SEGÚN EL CÓDIGO DEL ACI

Las columnas esbeltas según el código del ACI se diseñan por los mismos métodos que las columnas cortas. La diferencia se encuentra en que los momentos de diseño incluyen los efectos de segundo orden. El código propone dos métodos para su determinación. El primero consiste en efectuar un análisis de segundo orden en el que debe considerarse la influencia de las cargas axiales, deflexiones, duración de cargas, agrietamiento de las secciones, etc. Es sumamente laborioso si no se trabaja con la ayuda de un computador y por ello se propone un segundo procedimiento, denominado método de amplificación de momentos, que consiste en incrementar los momentos calculados en un análisis de primer orden por un factor definido.

El código del ACI establece que el método de amplificación de momentos no debe utilizarse para el diseño de columnas cuya esbeltez (kl_u/r) supere 100. Esto se debe a la falta de ensayos sobre el comportamiento de este tipo de estructuras con la consiguiente incertidumbre respecto a la validez del procedimiento presentado.

10.5.1 Método de amplificación de momentos

El método de amplificación de momentos se basa en un análisis de 2° orden. Para tener una idea del procedimiento seguido para la determinación de los factores de amplificación, éste será deducido para una columna biarticulada sometida a carga axial y momentos iguales en sus extremos (ver figura 10.21).

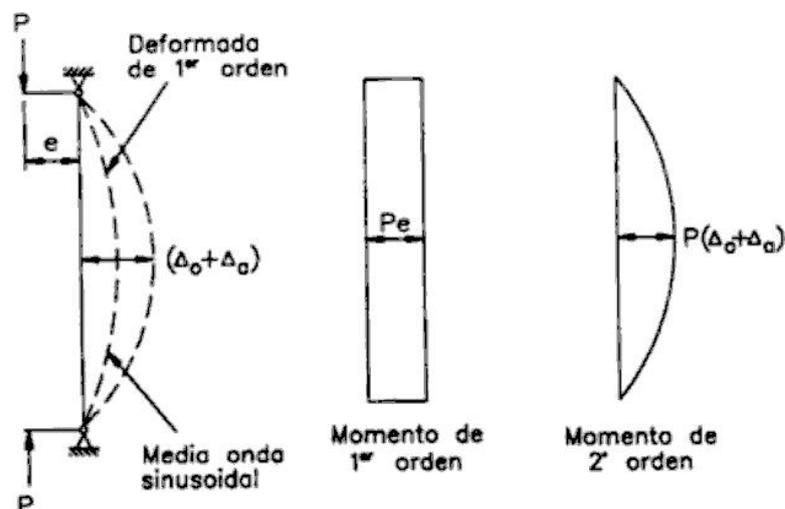


Figura 10.21. Diagrama de momentos de primer y segundo orden de una columna sometida a flexo-compresión



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} \quad (10-25)$$

(ACI-Ec(10-10))

El término EI se considerará igual a:

$$EI = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_{sc}}{1 + \beta_d} \quad (10-26)$$

(ACI-Ec(10-11))

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (10-27)$$

(ACI-Ec(10-12))

donde: E_s : Módulo de elasticidad del acero.

I_{sc} : Momento de inercia del refuerzo respecto al eje centroidal de la sección bruta.

$$\beta_d = \frac{\text{Máxima carga axial amplificada sostenida}}{\text{Máxima carga axial amplificada}}$$

En forma aproximada se puede tomar $\beta_d = 0.6$ por lo que $EI \approx 0.25E_c I_g$ (ACI-R.10.12.3).

Si el elemento no está sometido a cargas transversales entre apoyos el parámetro C_m está definido por:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (10-28)$$

(ACI-Ec(10-13))

En caso contrario, se tomará igual a la unidad.

El momento M_2 en la ecuación (10-23) no se tomará menor que:

$$M_{2,\text{mín}} = P_u (1.5 + 0.03h) \quad (10-29)$$

(ACI-Ec(10-14))

En los elementos en los que $M_{2,\text{mín}}$ supere M_2 , el valor de C_m podrá ser determinado a través de la expresión (10-28) o podrá asumirse igual a la unidad, indistintamente.

Método de amplificación aplicado columnas de pórticos con desplazamiento horizontal

No se toma en cuenta cuando:

$$\frac{Kl_u}{r} \leq 22$$



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Es posible determinar una serie de puntos y establecer la forma de la superficie de interacción. Para ello, se asume un eje neutro con una inclinación a respecto al eje centroidal y una distribución de deformaciones en la sección como se muestra en la figura 10.26. Con las deformaciones asumidas, se calculan los esfuerzos en el concreto y el acero, las fuerzas en ellos y finalmente por equilibrio se determinan la carga axial y el momento resistente, en X y en Y, de la sección. Este procedimiento se repite considerando otra distribución de deformaciones y otra inclinación del eje neutro respecto al eje centroidal. Como se puede apreciar, este proceso es laborioso y no es práctico.

Para simplificar el diseño se han propuesto dos métodos a través de los cuales se puede estimar la capacidad resistente de una sección determinada sometida a flexión biaxial sin necesidad de conocer la superficie de interacción de la columna. El primero se denomina método de la carga recíproca o de Bresler, en honor a quien lo propuso: Boris Bresler y el segundo es el método del contorno de carga, desarrollado por Parme, Nieves y Gouwens.

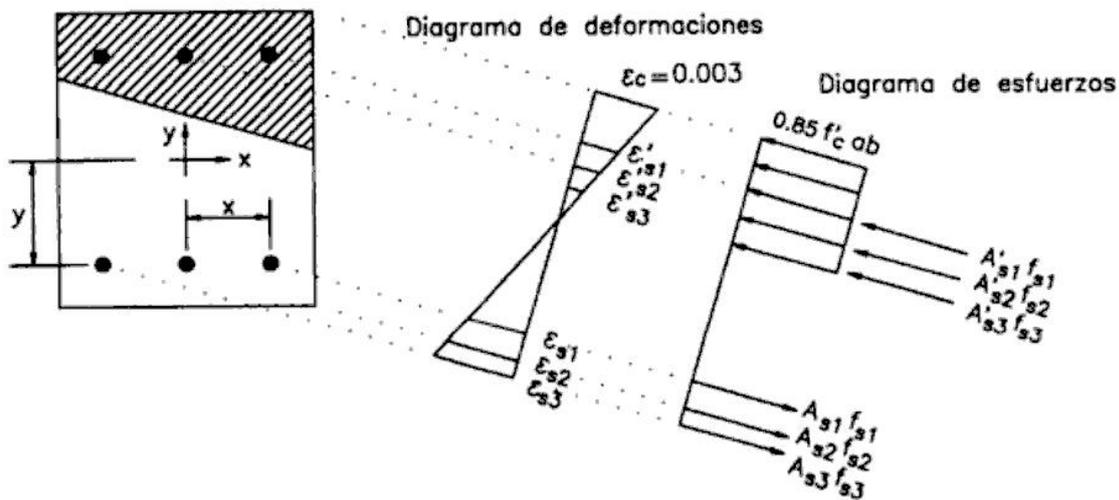


Figura 10.26. Esfuerzos y deformaciones en una sección de una columna sometida a flexión biaxial

10.6.1 Método de Bresler o de la carga recíproca

La superficie de falla representada por el diagrama de interacción sobre los ejes P_n , M_{nx} y M_{ny} puede representarse de modo equivalente sobre un sistema cuyos ejes sean P_n , e_x y e_y como se muestra en la figura 10.27 o sobre un sistema con ejes $1/P_n$, e_x y e_y como el presentado en la figura 10.28. En el último caso, la superficie se denomina superficie de falla recíproca.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

En la figura 10.31 se muestra la curva adimensional, M_{ux}/M_{ox} versus M_{uy}/M_{oy} definida por la relación (10-39). En ella se define un punto A, tal que:

$$\frac{M_{ux}}{M_{oy}} = \frac{M_{ox}}{M_{oy}} = \beta$$

y entonces:

$$M_{ux} = \beta M_{ox}$$

$$M_{uy} = \beta M_{oy}$$

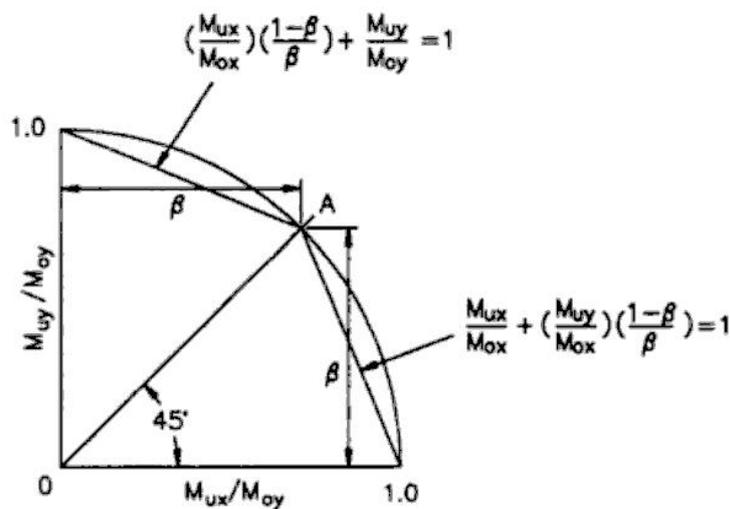


Figura 10.31. Contorno de carga

El parámetro β representa la fracción de la capacidad resistente de la columna sometida a flexión en la dirección X que puede ser soportada simultáneamente a una fracción similar de la capacidad resistente a la flexión en la dirección Y. Su valor oscila entre 0.55 y 0.90 pero se le suele tomar igual a 0.65 para iniciar el diseño. En la figura 10.32 se muestra una gráfica que permite determinar el valor de β a partir de los momentos actuantes y los momentos resistentes de la columna en las dos direcciones.

La curva presentada en la figura 10.31 se puede aproximar a dos líneas rectas definidas por:

- Si $\frac{M_{uy}}{M_{ux}} > \frac{M_{oy}}{M_{ox}}$

$$M_{oy} = M_{uy} + M_{ux} \left(\frac{M_{oy}}{M_{ox}} \right) \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) \quad (10-40)$$

- Si $\frac{M_{uy}}{M_{ux}} \leq \frac{M_{oy}}{M_{ox}}$



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

$$M_n/A_g f'_c h = 0.10$$

$$e/h = (3000/180)/60 = 0.28$$

$$\gamma h = 60 - 12 = 48 \text{ cm.}$$

$$\gamma = 48/60 = 0.8$$

Por lo tanto, Para $\gamma=0.8$, $\rho=1.0\%$. El área de acero requerida es:

$$A_s = 0.01 \times 40 \times 60 = 24 \text{ cm}^2$$

Esta puede proveerse con 4 varillas #8 y 2 #5.

El refuerzo transversal consistirá en estribos rectangulares cuyo espaciamiento está dado por:

$$s \leq 16d_b = 16 \times 2.54 = 40 \text{ cm.}$$

$$s \leq 48d_b (\text{estribo}) = 48 \times 2.54 \times 3/8 = 46 \text{ cm.}$$

$$s \leq \text{Menor dimensión de la columna} = 40 \text{ cm.}$$

Luego, la columna será provista de estribos #3@40 cm.

(b) $P_n = 320 \text{ tn.}$, $M_n = 7 \text{ tn-m.}$

Asumiendo una cuantía de 2% para el predimensionamiento:

$$A_g > P_u / (0.45(f'_c + f_y r_t)) = 0.65 \times 320000 / (0.45 \times (210 + 4200 \times 0.02)) = 1572 \text{ cm}^2.$$

Se considerará una sección cuadrada de 50x50 cm. ya que el elemento está prácticamente sometido a compresión pura. Los valores requeridos para ingresar a los diagramas de interacción son:

$$P_n/A_g f'_c = 0.97$$

$$M_n/A_g f'_c h = 0.04$$

$$e/h = (700/320)/50 = 0.044$$

El refuerzo se distribuirá en las caras más esforzadas de la columna.

$$\gamma h = 50 - 12 = 38 \text{ cm.}$$

$$\gamma = 38/50 = 0.76$$

Utilizando el diagrama de interacción correspondiente a $\gamma 0.8$ se obtiene que la cuantía requerida es:

$$\rho = 1\%$$

$$A_s = 1/100 \times 50^2 = 25 \text{ cm}^2.$$

Con 4 varillas #8 y 2 #6 se obtiene el área de acero necesaria.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

En el extremo superior: $\psi_B = \Sigma(EI/l_c) / \Sigma(EI/l) = 2 \times 311E / (2 \times 420E) = 1.48$

Del nomograma de Jackson & Moreland, $k=1.2$.

La carga crítica de la columna, P_c , es igual a:

$$P_c = \pi^2 EI / (kl_u)^2$$

$$\beta_d = 0$$

$$E_c = 15100 \times \sqrt{f'_c} = 15100 \times 16.73 = 252623 \text{ kg/cm}^2$$

$$EI = 0.4 \times 252623 \times 40^4 / 12 = 2.156 \times 10^{10} \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \pi^2 \times 2.156 \times 10^{10} / (1.2 \times 450)^2 = 729728 \approx 730 \text{ tn.}$$

La columna debe diseñarse para tres combinaciones de carga:

$$1.2D + 1.6L$$

$$1.2D + 1.0E + 1.0L$$

$$0.9D + 1.0E$$

Carga permanente + sobrecarga: Esta combinación no genera desplazamientos considerables del entrepiso y por lo tanto, no se requiere evaluar un factor de amplificación de momentos.

$$P_u = 1.2 \times 20 + 1.6 \times 15 = 48 \text{ tn.}$$

$$M_{1ns} = 1.2 \times 4.8 + 1.6 \times 3.8 = 11.84 \text{ tn-m.}$$

$$M_{2ns} = 1.2 \times 2.4 + 1.6 \times 1.9 = 5.92 \text{ tn-m.}$$

Con M_{1ns} y la carga axial última se diseña la columna con el procedimiento presentado en los ejemplos previos.

$$\gamma = (40 - 12) / 40 = 0.7$$

$$K_n = P_n / A_g f'_c = \frac{48000}{0.65 \times 40^2 \times 280} = 0.16$$

$$R_n = M_n / A_g f'_c h = \frac{1184000}{0.65 \times 40^3 \times 280} = 0.10$$

Del diagrama de interacción C-22 correspondiente se estima una cuantía de 1%. Se asume que el acero se distribuye en las caras más esforzadas.

Carga permanente + sobrecarga + sismo: Las cargas amplificadas son:

- Combinación 1: 1.2D + 1.0E + 1.0L

$$P_u = 1.2 \times 20 + 1.0 \times 8 + 1.0 \times 15 = 47 \text{ tn.}$$

$$M_{1ns} = 1.2 \times 2.4 + 1.0 \times 1.9 = 4.78 \text{ tn-m.}$$



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

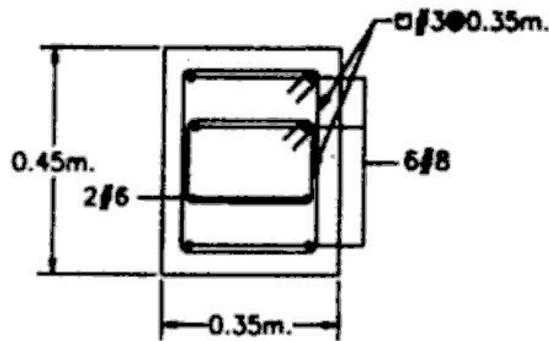


Figura 10.37. Ejemplo 10.4

Ejemplo 10.5

Diseñar una columna de sección rectangular sometida a las siguientes cargas:

$$P_u = 160 \text{ tn.}$$

$$M_{ux} = 30 \text{ tn-m.}$$

$$M_{uy} = 20 \text{ tn-m.}$$

No considerar efectos de esbeltez. Utilizar el método del contorno de carga. Considerar $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

La columna se predimensionará haciendo uso de la expresión (10-17) y considerando una cuantía de 2%:

$$A_g > 160000 / (0.45 \times (280 + 4200 \times 0.02)) = 977 \text{ cm}^2.$$

Si la sección estuviera sometida a flexión uniaxial, se podría considerar una sección de 35x35 cm. o una de 25x40. Sin embargo, en este caso, el cálculo se iniciará con una sección de mayor área 35x50 cm.

El diseño por el método del contorno de carga consiste en estimar un momento equivalente que pretende tomar en cuenta el efecto de los momentos en las dos direcciones. Dependiendo de la relación entre M_{uy}/M_{ux} y b/h , se empleará las expresiones (10-40) ó (10-41). Con el momento equivalente se calcula el refuerzo en una dirección y en la otra se coloca refuerzo proporcional a la relación entre los lados de la columna. Finalmente, con la expresión (10-39) se verifica que el elemento sea capaz de resistir las cargas aplicadas.

Para determinar el momento equivalente es necesario conocer los siguientes parámetros:

$$M_{uy}/M_{ux} = 20/30 = 0.67$$

$$b/h = 35/50 = 0.70$$

Como $M_{uy}/M_{ux} < b/h$ entonces se hará uso de la relación (10-41). Asumiendo que $\beta = 0.65$:

$$M_{ox} = 30 + 20 \times (50/35) \times (1 - 0.65) / 0.65 = 45.38 \text{ tn-m.}$$

$$\gamma = (50 - 12) / 50 = 0.76$$



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

- Para mallas electrosoldadas, de alambre liso o corrugado no mayor que W31 y D31 $A_{v\text{mín}}=0.0012bh$

El refuerzo mínimo horizontal será:

- Para varillas menores o iguales que la #5 y $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$ $A_{h\text{mín}}=0.0020bh$
- Para cualquier otro tipo de varilla $A_{h\text{mín}}=0.0025bh$
- Para mallas electrosoldadas, de alambre liso o corrugado no mayor que W31 y D31 $A_{h\text{mín}}=0.0020bh$

El refuerzo horizontal mínimo indicado es válido para muros cuyas juntas están espaciadas 7 m. o menos. Si el espaciamiento es mayor, los mínimos serán los indicados en la Tabla 11.1:

Distancia entre juntas	Refuerzo mínimo
7-9 m.	0.0025bh
9-12 m.	0.0030bh
12-15 m.	0.0035bh
15-20 m.	0.0040bh

Tabla 11.1 Refuerzo horizontal mínimo de acuerdo a la distancia entre juntas.

El espaciamiento del refuerzo horizontal y vertical no será mayor que tres veces el espesor del muro ni mayor que 45 cm. El acero vertical no necesita estribos laterales si la cuantía del refuerzo, respecto al área bruta del elemento, es menor que 0.01 o si este refuerzo no trabaja a compresión.

En los muros de espesor mayor que 25 cm., el refuerzo horizontal y vertical debe distribuirse en dos capas, como se muestra en la figura 11.2. Esta recomendación no es válida para los muros de sótano. Aunque en los muros cuyo espesor es menor que 25 cm. no se requiere que el refuerzo se distribuya en dos capas, es conveniente hacerlo, para controlar el agrietamiento, siempre que el espaciamiento y recubrimiento mínimo lo permitan.

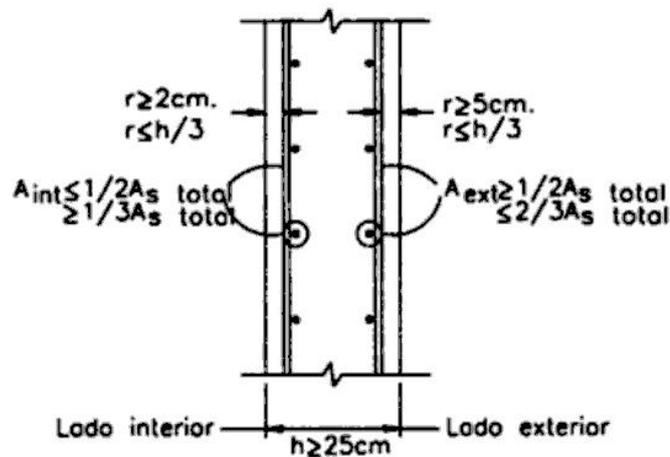


Figura 11.2. Distribución del acero en muros



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Al igual que para columnas, existen diagramas de interacción para el diseño de muros los cuales constituyen valiosas ayudas para el proyectista. Algunos manuales de diseño en concreto armado, presentan diagramas de interacción de muros rectangulares con refuerzo distribuido en una o dos capas, como el mostrado en la figura 11.5.

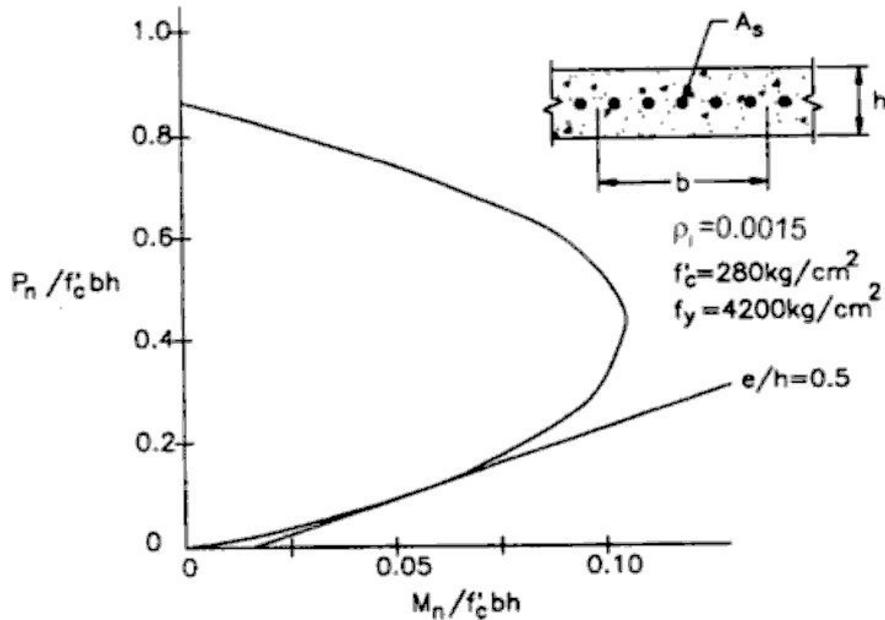


Figura 11.5. Diagrama de interacción de muro rectangular (Ref. 31)

11.2.2 Esfuerzo cortante en muros de concreto armado

El esfuerzo cortante en muros es producido por cargas que actúan perpendicular y paralelamente a sus caras.

Esfuerzo cortante generado por cargas perpendiculares al muro

En estos casos, el muro se comporta como una losa. De acuerdo a la relación entre sus lados y a sus condiciones de apoyo, funciona como una losa armada en uno o dos sentidos (ver figura 11.6). Por lo general, se busca que el concreto asuma el esfuerzo cortante generado por las cargas actuantes. Si el muro se comporta como una losa armada en una dirección, el procedimiento para verificar el corte es el presentado en el capítulo 9. Si funciona como una losa armada en dos sentidos, el procedimiento es el que se presentará en el capítulo 15.

Si el muro recibe cargas horizontales concentradas y momentos flectores como se muestra en la figura 11.7, se debe verificar que la unión no falle por punzonamiento. El procedimiento de verificación se presenta en la sección 15.8.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

$$A = \frac{\text{Carga externa vertical sin amplificar}}{q_{sn}} \quad (12-6)$$

donde: A: Área de la cimentación.

Conocida el área, se definen las dimensiones de la cimentación cuadrada, rectangular, circular, etc. y se verifica la presión en el terreno, haciendo uso de los criterios presentados en la sección 12.3. En esta etapa, se considera los momentos flectores transmitidos a través de la columna o muro. Se verifica sólo las cargas de gravedad. Si los esfuerzos son superiores a la capacidad del suelo, entonces es necesario incrementar las dimensiones del elemento. Alternativamente, se puede emplear zapatas excéntricas de modo que la resultante de la reacción coincida con el alineamiento de la columna y la reacción del suelo sea uniforme. Si las cargas externas incluyen efectos de sismo, se realiza una segunda comprobación. Bajo este tipo de cargas, que actúan por periodos breves de tiempo, la capacidad portante del suelo se incrementa. Por ello se considera, para esta verificación, que la capacidad neta del suelo es:

$$q_{sn} = 1.33q_s - \gamma_t h_t - \gamma_c h_c - S/C$$

12.5.2 Reacción amplificada del suelo

La reacción amplificada del suelo se utiliza para el cálculo de los esfuerzos en la cimentación y para la determinación del refuerzo. La reacción del suelo, sin amplificar, está constituida por el peso de la zapata, el peso del suelo, las cargas aplicadas directamente sobre el suelo (sobrecarga, peso del piso, etc.) y las cargas provenientes de la columna o muro. Las tres primeras son ocasionadas por cargas uniformemente distribuidas sobre la cimentación mientras que la última, por una carga concentrada. Por ello, las primeras no generan esfuerzos de flexión y corte sobre la estructura, pues la acción se opone a la reacción, mientras que la última sí (ver figura 12.7).

Las cargas que provienen de la columna o muro son amplificadas y con ellas se determina la reacción amplificada del suelo. Estrictamente, el cálculo de los esfuerzos en la cimentación se debe efectuar con la distribución de la reacción que presente el suelo. Sin embargo, por simplicidad, se asume que la presión del suelo es uniforme e igual al máximo esfuerzo que presenta el terreno, como se aprecia en la figura 12.8. Esta suposición es conservadora y simplifica el cálculo en terrenos granulares.

12.5.3 Verificación del corte

Para el diseño por corte, las cimentaciones se pueden estudiar como vigas chatas y anchas, o como losas con comportamiento en dos direcciones. El primer caso, se denomina corte por flexión y el segundo, corte por punzonamiento. El corte por flexión está relacionado al comportamiento unidireccional de la cimentación mientras que el corte por punzonamiento se relaciona con el comportamiento de la losa en dos direcciones. Por lo general, no se coloca refuerzo por corte en cimentaciones sino se verifica que el concreto solo soporte los esfuerzos. En caso de ser necesario, se incrementa el peralte de la zapata.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

12.5.4 Refuerzo longitudinal por flexión

La cimentación funciona como una losa sometida a flexión en dos direcciones. El diseño del refuerzo se efectúa considerando la flexión en cada dirección independientemente, analizando la zapata como un volado.

La sección crítica para el diseño por flexión se ubica en la cara de la columna, pedestal o muro si éstos son de concreto. En el caso de muros de albañilería o elementos no solidarios a la cimentación se encuentra al centro de la cara del muro y su eje central. Si se trata de columnas con plancha de base, la sección crítica se ubica a la mitad entre la cara de la columna y el borde de la plancha (ver figura 12.11).

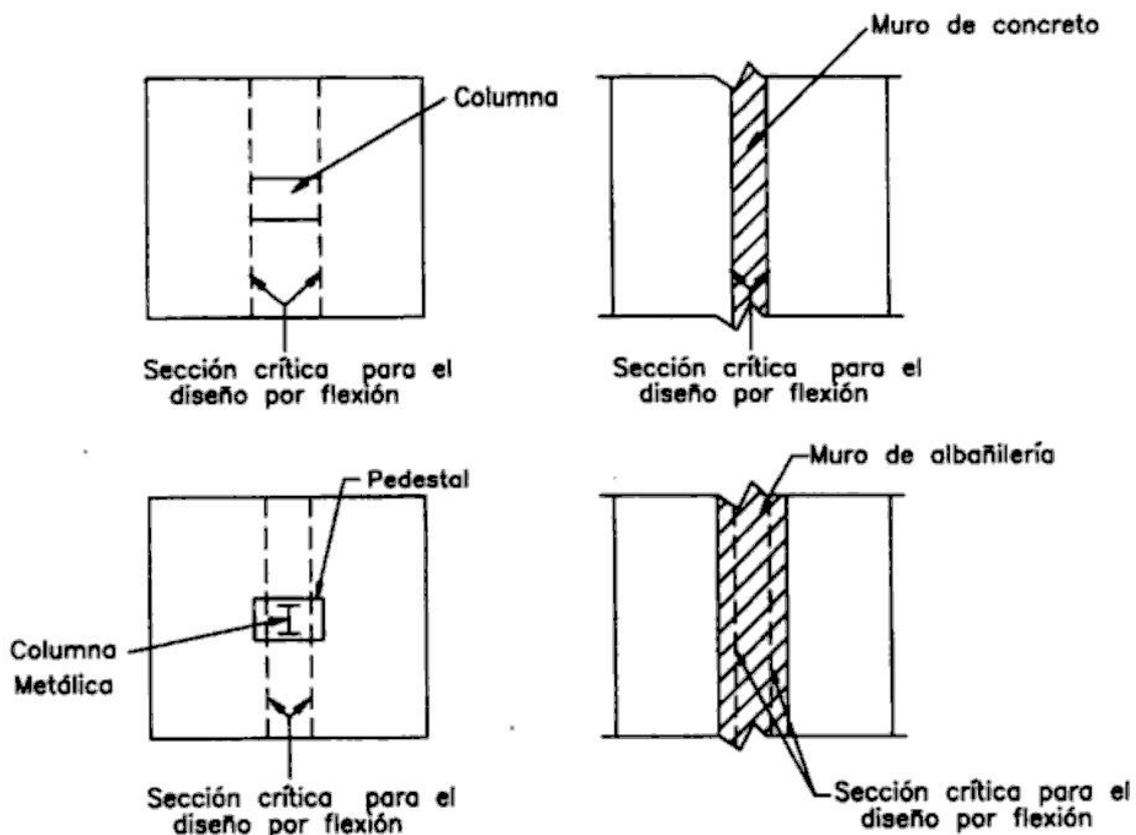


Figura 12.11. Sección crítica para el diseño del refuerzo por flexión

El refuerzo longitudinal debe distribuirse uniformemente a todo lo largo de la cimentación. En el caso de zapatas rectangulares, el refuerzo paralelo a la dirección mayor debe ser uniforme. Sin embargo, el perpendicular a éste debe concentrarse debajo de la columna, en una franja de ancho igual a la menor dimensión de la zapata. La fracción del refuerzo que debe ubicarse en esta región está determinada por la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Ref. bajo la columna}}{\text{Ref. total en dimensión corta}} = \Psi_s = \frac{2}{\beta+1} \quad (12-11)$$

(ACI-Ec(15-1))



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

y colocación del acero principal. Este refuerzo controla el agrietamiento en esta dirección y le da una cierta resistencia a la cimentación en esa dirección.

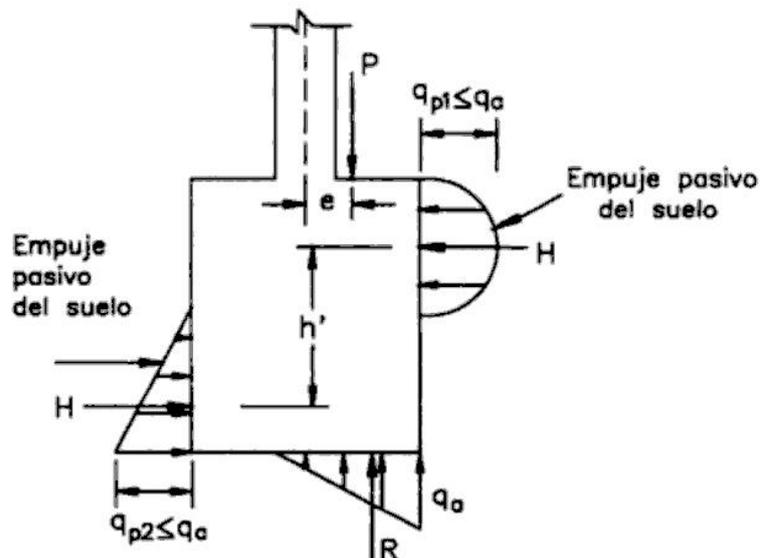


Figura 12.15. Efecto del empuje pasivo sobre la cimentación

12.7 ZAPATAS SOBRE PILOTES

Las zapatas sobre pilotes son de concreto armado necesariamente. Para dimensionarlas, es necesario conocer el número de pilotes que contienen. Si q_{pile} es la capacidad de carga de los pilotes y éstos trabajan de punta, el número de pilotes será:

$$\text{Número de pilotes} = \frac{P'}{q_{pile}}$$

donde: P' : Carga que baja por la columna más el peso de la zapata, del terreno y la sobrecarga.

Los pilotes se distribuyen uniformemente en la zapata, lo que determinará sus dimensiones. La distancia centro a centro entre dos pilotes será mayor que 90 cm. y que 2.5 a 3 veces el diámetro del pilote (ver figura 12.16).

Si los pilotes trabajan por fricción, es necesario reducir la eficiencia del grupo ya que éstos tienden a hundirse con el terreno que está entre ellos. La eficiencia se determina, empíricamente, a través de la fórmula de Converse-Labarre:

$$\text{Eficiencia del grupo} = 1 - \text{tg}^{-1} \left(\frac{d_{pile}}{s} \right) \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right]$$

donde: d_{pile} : Diámetro del pilote.

s : Distancia centro a centro entre pilotes adyacentes.

m : Número de hileras de pilotes.

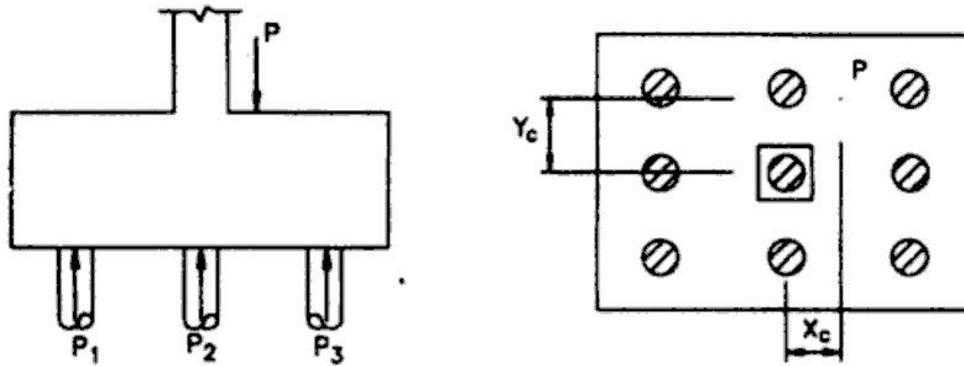


Figura 12.17. Zapata sobre pilotes sometida a carga excéntrica

Después de verificar que las cargas en los pilotes no excedan su capacidad, se procede a diseñar la zapata. Cuando la distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna es mayor que 2 veces la distancia entre la parte superior del pilote y la parte superior de la zapata, el procedimiento es el mismo que en el caso de zapatas aisladas. La única diferencia es que, en lugar de trabajar con una carga repartida, se consideran una serie de cargas concentradas generadas por los pilotes y ubicadas en sus centros de gravedad. Las secciones críticas para el diseño son las mismas. En caso que la sección crítica atravesase un pilote, como se muestra en la figura 12.18, se considerará que el 100% de la carga del pilote genera esfuerzos sobre la zapata si éste es tangente exteriormente a dicha sección. Si el pilote es tangente interiormente, no se tomará en cuenta la carga del pilote. En un caso intermedio, la carga a considerar se determina por interpolación lineal. En las zapatas sobre pilotes, se verifica el punzonamiento no sólo alrededor de la columna, sino también alrededor de cada pilote.

Otras zapatas que no cumplan los requisitos indicados, podrán diseñarse por el mismo método o de acuerdo al Apéndice A, en cuyo caso f_{cu} debe cumplir lo indicado en A.3.2. (2-b)

Se debe verificar también el punzonamiento alrededor de cada pilote. Si la distancia libre entre dos pilotes es menor que d , la sección crítica envolverá los dos pilotes.

12.8 ZAPATAS COMBINADAS

Las zapatas combinadas consisten en una zapata común a dos o más columnas alineadas. Se utilizan cuando la distancia entre éstas es reducida o cuando la capacidad portante del terreno es tan baja que se requieren zapatas de gran área lo que ocasiona que éstas se traslapen.

Las dimensiones de las zapatas de las columnas exteriores de una edificación está condicionada por los límites de propiedad, generándose, por lo general, excentricidades en la zapata que no pueden ser resistidas por la columna. La presión del suelo no es uniforme y en muchos casos, es imposible conseguir que los esfuerzos sean menores que la capacidad portante del terreno. En estos casos, es conveniente usar zapatas combinadas que unan la columna exterior con la



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

ambos lados igual o mayor que la distancia entre este punto y el límite exterior de la columna más alejada (ver figura 12.19). Es conveniente que, cuando sea posible, la zapata se extienda más allá del borde de la columna para que la sección crítica por punzonamiento no sea disminuida. Definido el largo de la zapata combinada, la capacidad portante neta del terreno y las cargas de gravedad, se determina el ancho de la cimentación:

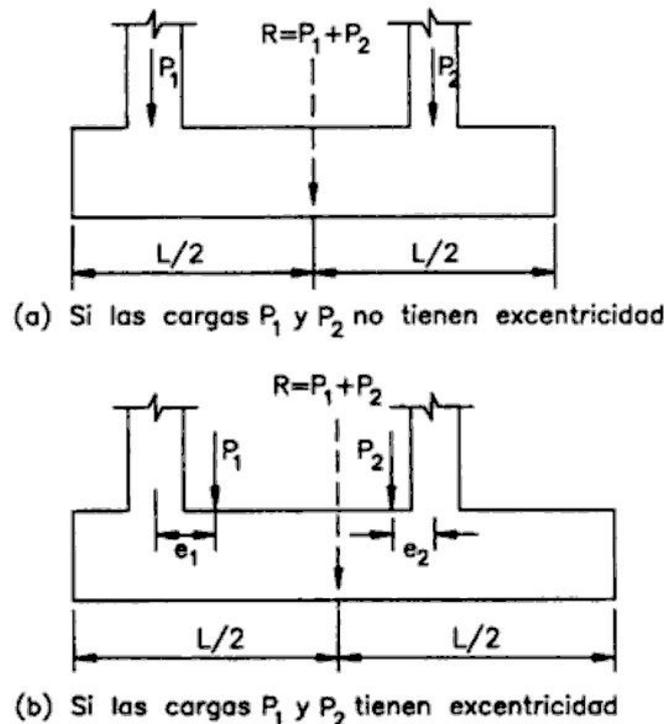


Figura 12.19. Dimensionamiento de zapata combinada

$$S = \frac{P_1 + P_2}{q_{sn} L} \quad (12-18)$$

- donde:
- S: Ancho de la cimentación.
 - L: Largo de la cimentación.
 - P_1 : Carga de gravedad que baja por la columna 1.
 - P_2 : Carga de gravedad que baja por la columna 2.

Si las columnas resisten cargas sísmicas, se efectúa la verificación por sismo en las dos direcciones. En caso que la reacción del terreno exceda su capacidad, se incrementa el ancho de la cimentación. También se verifica la excentricidad en la dirección perpendicular, en caso que ésta exista. Este tipo de zapata requiere una verificación adicional si la carga viva es mayor que 500 kg/m^2 como el caso de depósitos. Se analiza la reacción del terreno cuando se retira el 50% de la sobrecarga de la columna 1 y el resto de cargas permanecen constantes. Se repite el proceso pero con la otra columna. En caso que se exceda la capacidad portante del terreno, se incrementa el ancho de la zapata.

Los esfuerzos en la cimentación, se obtienen amplificando los diagramas de momento flector y fuerza cortante obtenidos del análisis bajo cargas de servicio. El factor de amplificación será el mayor de:

$$F_1 = \frac{1.4D + 1.7L}{D + L}$$

$$F_2 = \frac{0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)}{D + L + E}$$

$$F_3 = \frac{0.9D + 1.43E}{D + E}$$

Los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes en la dirección paralela al largo de la zapata se muestra en la figura 12.20. Se puede considerar que las columnas son apoyos de tipo cuchilla o se puede considerarlas con sus dimensiones reales. Esto reducirá los esfuerzos de la cimentación en estas secciones.

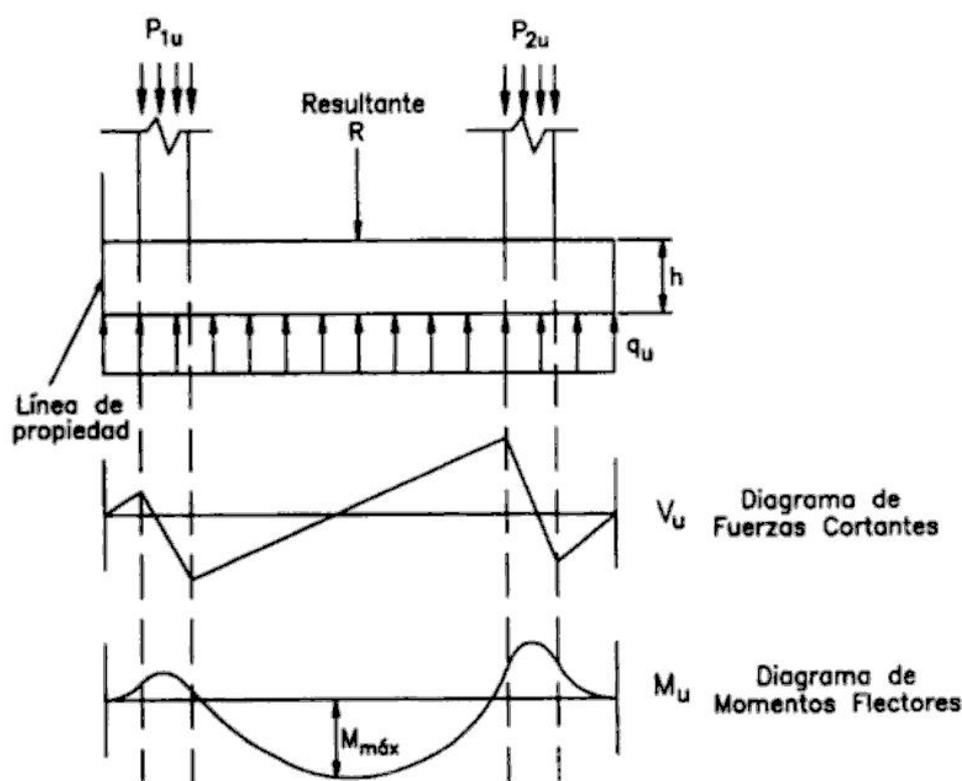


Figura 12.20. Momentos flectores y fuerzas cortantes sobre zapatas combinadas

Antes de calcular el refuerzo por flexión, se verifica el punzonamiento y la transferencia de las cargas de las columnas a la zapata. En caso de ser necesario se incrementa el peralte del elemento. Si las columnas están pegadas al borde de la zapata será necesario reducir la sección crítica para la verificación del corte por punzonamiento, como se muestra en la figura 12.21. Definido el peralte de la estructura, se determina el refuerzo por flexión como si se tratara de

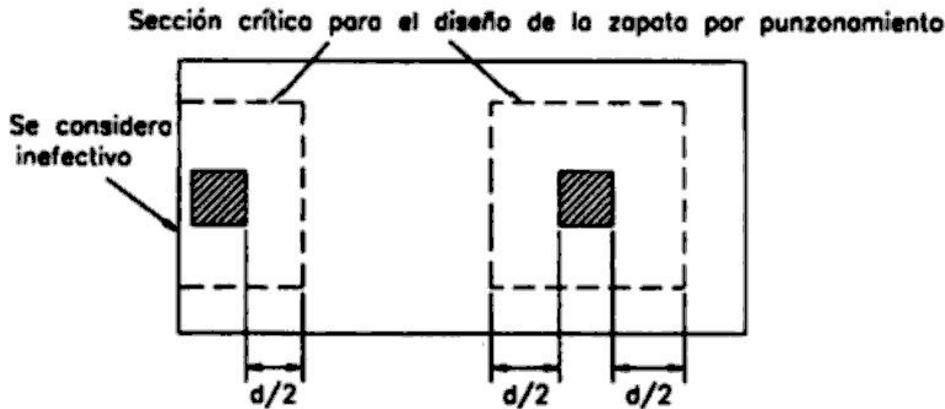


Figura 12.21. Reducción de la sección crítica de corte por punzonamiento por efecto del tamaño de la zapata

una losa. El refuerzo mínimo es igual a $0.0018hS$. Dependiendo de la separación entre columnas, el acero de flexión tendrá distribuciones diferentes (ver figura 12.22). En las secciones donde no se requiera refuerzo por flexión, se recomienda colocar acero adicional en la parte inferior igual a la mitad o la tercera parte del requerido en la parte superior. Finalmente, se verifica la longitud de anclaje del refuerzo.

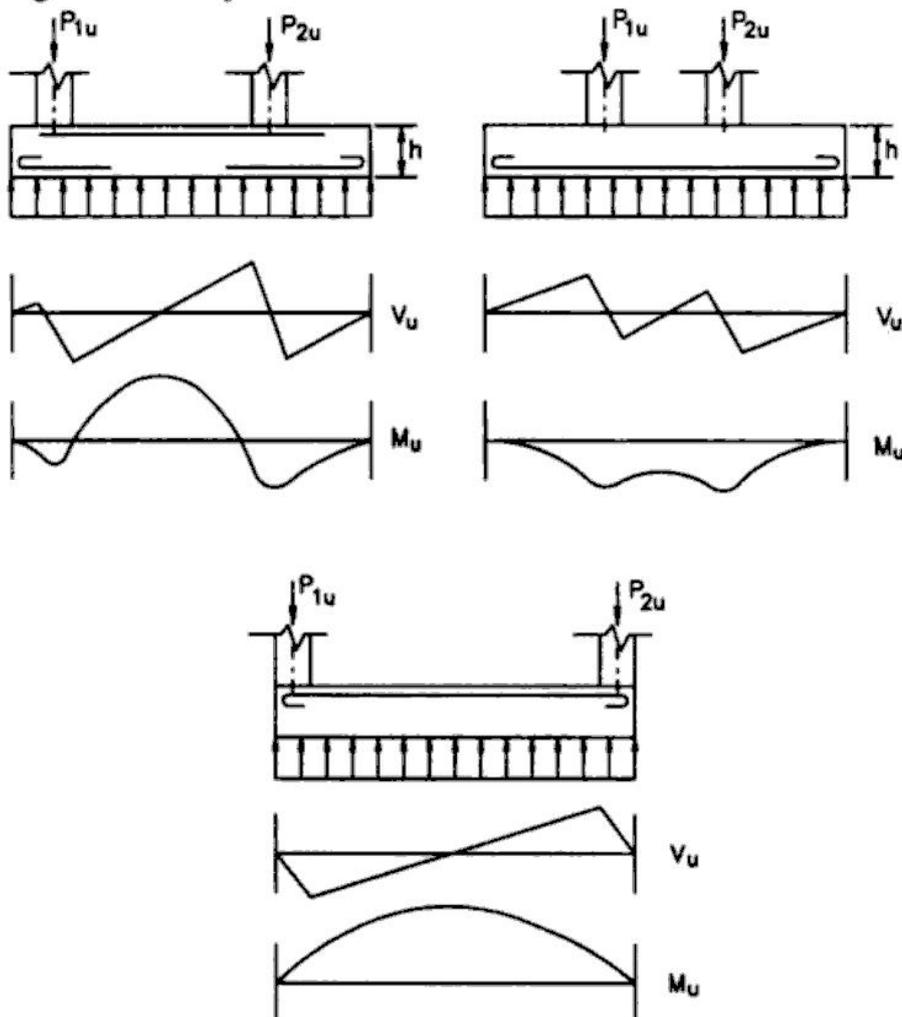
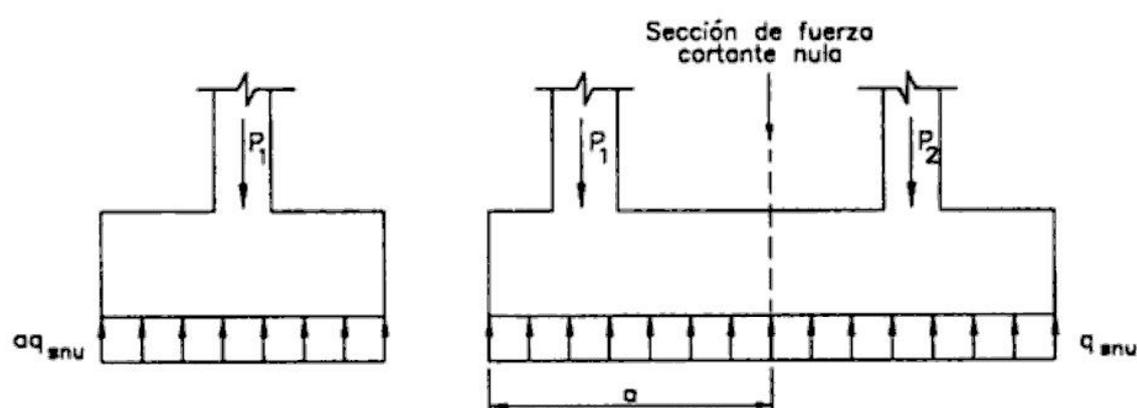


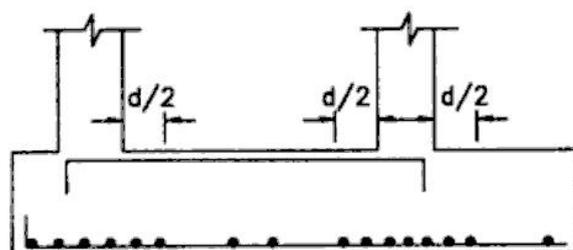
Figura 12.22. Distintas distribuciones del refuerzo longitudinal en zapatas combinadas

El siguiente paso del diseño es la verificación del cortante por flexión. En caso de ser necesario, se proveen estribos, los cuales se diseñan como si se tratara de una viga. Por lo general, para zapatas combinadas se utilizan estribos múltiples y de diámetros grandes.

El refuerzo longitudinal paralelo a la menor dimensión de la cimentación se calcula considerando que a cada columna le corresponde una porción de la zapata. La parte de la zapata que corresponde a cada una de ellas es la limitada por su borde más cercano y la sección de fuerza cortante nula (ver figura 12.23.a). Se recomienda distribuir el acero calculado en una franja limitada por las secciones verticales paralelas a la cara de la columna a $d/2$ de ésta, como se muestra en la figura 12.23.b y en el resto de la zapata acero adicional al doble del espaciamiento. Se verifica la resistencia al corte por flexión en esta dirección aunque por lo general, no se requiere refuerzo transversal en este sentido.



(a) Reacción del suelo para el diseño del refuerzo longitudinal paralelo al lado mayor



(b) Distribución del refuerzo

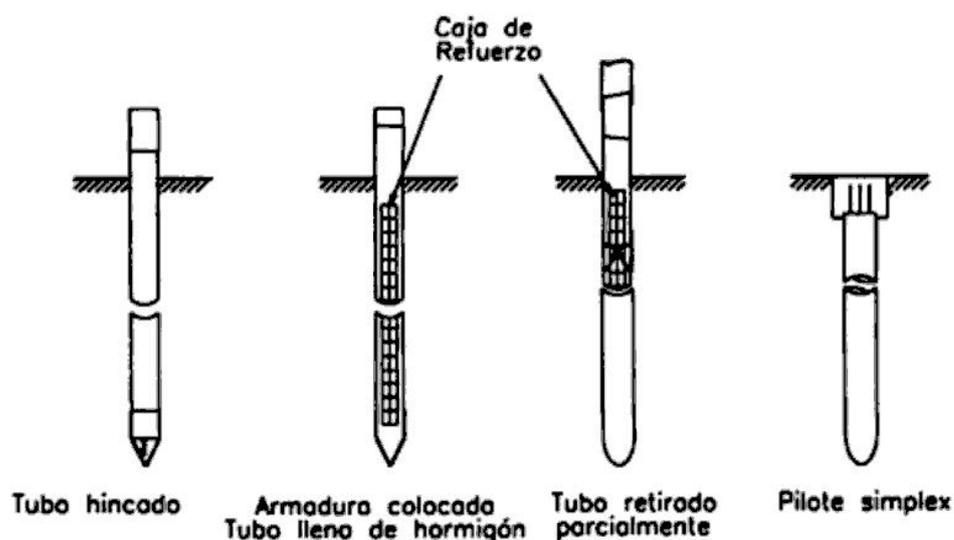
Figura 12.23. Refuerzo longitudinal perpendicular al lado mayor de la zapata combinada

12.9 ZAPATAS CONECTADAS

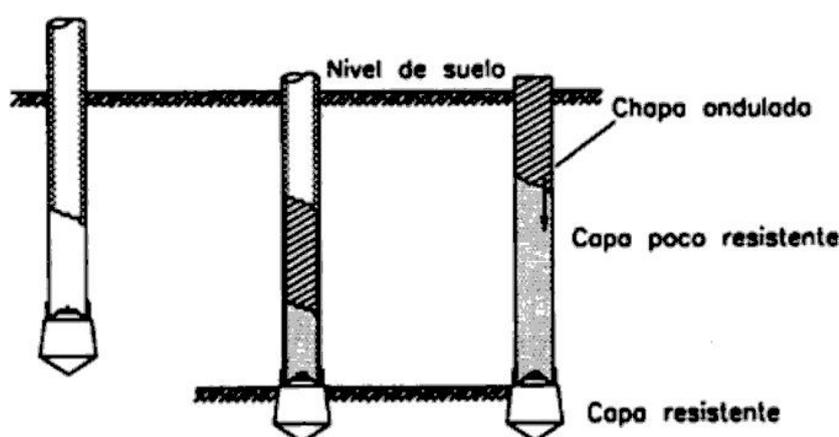
Las zapatas conectadas son más usadas que las combinadas cuando se trata de reducir la excentricidad que se presenta en la cimentación de columnas exteriores. Cuando la columna interior más cercana está algo alejada de la columna exterior y las cargas son pequeñas, la zapata combinada resulta larga, estrecha y sometida a momentos flectores elevados en el vola-



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



(a) Pilote fabricado "in situ" con tubo recuperable



(b) Pilote fabricado "in situ" con tubo no recuperable

Figura 12.25. Pilotes de concreto vaciados "in situ"

compactación del concreto. Entre éstos se tienen: pilote "Wolfsholz", pilote Rodio, pilote Froté, pilote Strauss, pilote Forum y pilote Benoto. Para evitar el desmoronamiento de las paredes de la perforación, se le rellena con bentonita que luego se recupera al ser desplazada por el concreto. Estos pilotes presentan algunas ventajas, entre las que se tiene:

1. La perforación permite conocer la naturaleza de los estratos del terreno.
2. No hay peligro que se presenten vibraciones en el suelo o en las edificaciones vecinas.
3. Existe la posibilidad de alcanzar grandes profundidades.

Estos pilotes no son recomendable en terrenos con pedrones que estorben la perforación.

dose entre dos guías verticales. Cuando llega al nivel del suelo se eleva sobre el fuste y se reinicia el roscado.

Estos pilotes presentan la ventaja de una rápida instalación y puesta en obra lo que conlleva rendimientos elevados. Se hace uso de material ligero y poco costoso para la colocación, suprimiéndose los ruidos y las vibraciones. Este tipo de pilotes tienen un campo de aplicación casi universal. Entre los principales se encuentran los pilotes roscados Grimaud.

EJEMPLOS

Ejemplo 12.1

Diseñar la zapata mostrada en la figura 12.26. La columna es de 45x45 cm. y está reforzada con varillas #8. La carga que transmite es: $P_D = 180\text{tn.}$ y $P_L = 120\text{tn.}$ El peso específico del suelo es 1700 kg/m^3 y su carga de trabajo es 2.5 kg/cm^2 . Además está sometido a la acción de una sobrecarga de 500 kg/m^2 . El concreto de la columna es de $f'_c = 420\text{ kg/cm}^2$. Para la zapata emplear $f'_c = 210\text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$.

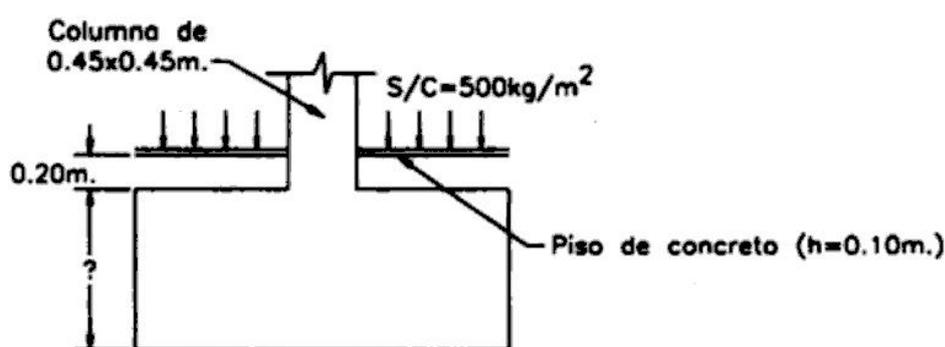


Figura 12.26. Ejemplo 12.1

Dimensionamiento de la zapata: El peralte de la zapata, en principio, debe ser capaz de permitir el desarrollo del refuerzo en compresión de la columna. La longitud de anclaje en compresión de una varilla #8 es:

$$l_{db} = 0.08 \times 2.54 \times 4200 / 14.5 = 59 \text{ cm.}$$

$$l_{db} \geq 0.004 \times 2.54 \times 4200 = 43 \text{ cm.}$$

Por el criterio anterior, se considerará un peralte de $59 + 10 = 70$ cm. La capacidad portante neta del terreno es:

$$\begin{aligned} q_{un} &= q_s - h_1 \gamma_1 - h_c \gamma_c - \text{peso del piso} - S/C = 2.5 - 20 \times 1.7 \times 10^{-3} - 70 \times 2.4 \times 10^{-3} - 10 \times 2.4 \times 10^{-3} \\ &= 2.5 - 0.034 - 0.168 - 0.024 - 0.050 = 2.22 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

El área requerida para que la reacción del terreno no sobrepase la capacidad del suelo es:

$$A = (180000 + 120000) / 2.22 = 135135 \text{ cm}^2.$$

Puesto que la zapata no está sometida a la acción de momentos, se considerará una zapata cuadrada de 3.70 m. de lado. De este modo, la reacción del suelo es:

$$q_{un} = (180000 + 120000) / 370^2 = 2.19 \text{ kg/cm}^2.$$

Reacción amplificada del suelo: La reacción amplificada del suelo es:



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

$$\alpha_s = 40$$

$$\phi V_c = 0.75 \times (1.1 \times 14.5 \times 460 \times 70) = 385193 \text{ kg} > V_u$$

Por lo tanto, el nuevo peralte de la zapata es adecuado.

Refuerzo longitudinal por flexión: Se evalúa el momento en la cara de la columna:

$$M_u = 0.5 \times (2.98 \times 370 \times 162.5^2) = 14557765 \text{ kg-cm.}$$

$$R_u = 14557765 / 370 / 70^2 = 8.03$$

$$\rho = 0.22\%$$

$$A_s = 0.22 / 100 \times 370 \times 70 = 56.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.0018 \times 370 \times 80 = 53.28 \text{ cm}^2 < A_s$$

Se colocarán 20 varillas #6 espaciadas a 19 cm. El espaciamiento máximo del refuerzo sugerido por el código es:

$$s_{\text{máx}} = 45 \text{ cm} > 19 \text{ cm.}$$

$$s_{\text{máx}} = 3h = 3 \times 80 = 240 \text{ cm} > 19 \text{ cm.}$$

Verificación de la conexión columna-zapata y desarrollo del refuerzo: En la zapata, la resistencia al aplastamiento es:

$$\phi P_n = 0.65 \times 0.85 \times 210 \times 45^2 \times 2 = 433755 \text{ kg} = 434 \text{ tn} > P_u$$

El término $\sqrt{A_2/A_1} = \sqrt{3.65^2/0.45^2} = 8.11$ se ha considerado igual a 2 pues es el límite superior que propone el código.

Como se aprecia no existen problemas de aplastamiento en la unión columna-zapata y no se requiere refuerzo adicional para la transmisión de cargas de un elemento a otro. Sin embargo, por lo menos cuatro varillas de las columnas deben ser ancladas en la zapata.

El volado de la zapata a ambos lados de la columna es suficiente para permitir que su refuerzo longitudinal desarrolle su máximo esfuerzo sin necesidad de ganchos.

Ejemplo 12.2

Diseñar la zapata mostrada en la figura 12.28. La columna es de 60x60 cm. y está reforzada con varillas #8. El peso específico del suelo es 2000 kg/m³, su carga de trabajo es 1.9 kg/cm² y está sometido a la acción de una sobrecarga de 400 kg/m². Las fuerzas que son transmitidas a la zapata son:

$$P_D = 90 \text{ tn.} \quad M_{Dx} = 16.5 \text{ tn-m.}$$

$$P_L = 72 \text{ tn.} \quad M_{Lx} = 15.0 \text{ tn-m.}$$

El concreto de la columna es de $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$. Para la zapata emplear $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

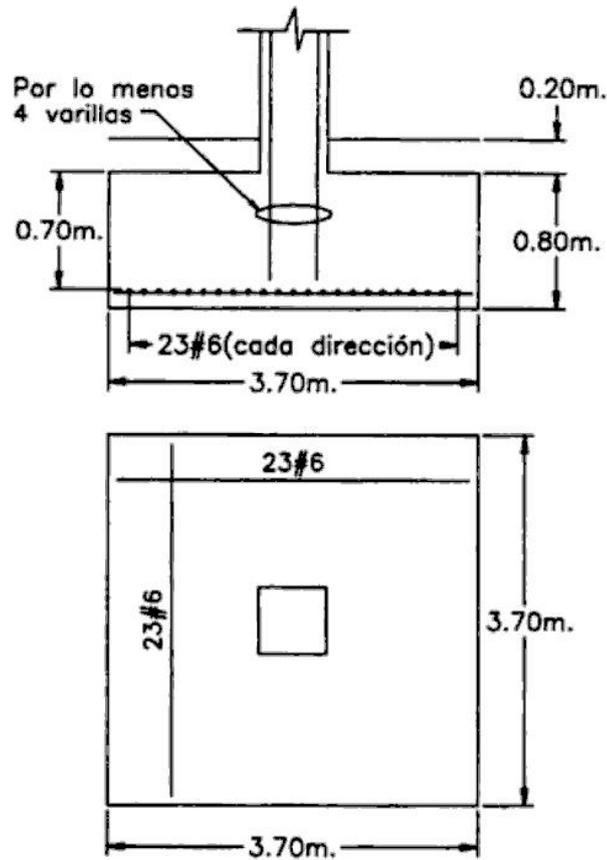


Figura 12.27. Ejemplo 12.1

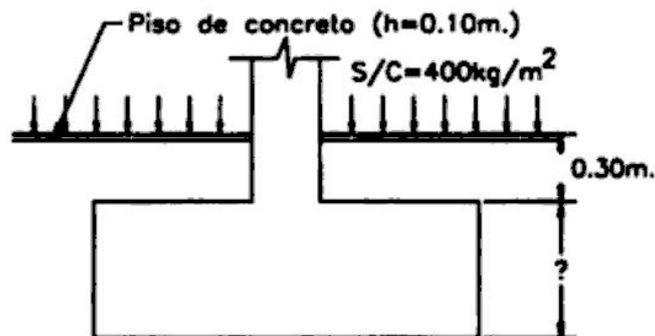


Figura 12.28. ejemplo 12.2

Dimensionamiento de la zapata: La zapata analizada está sometida a la acción de momentos flectores y parte del refuerzo de la columna que sostiene podría estar en tensión. Por esta razón, el peralte de la zapata debe ser mayor que la longitud de anclaje de las varillas de la columna tanto en tensión como en compresión. La primera es siempre mayor y por lo tanto es la condición crítica. Sin embargo, si el acero de la columna se ancla mediante ganchos, la longitud de anclaje en compresión pasa a ser determinante. En el ejemplo se considerará que el refuerzo de la columna cuenta con ganchos y se verificará que el peralte de la zapata sea mayor que la longitud de anclaje en compresión. Bajo este criterio, el peralte debe ser por lo menos 70 cm. al igual que en el ejemplo anterior.

La capacidad portante neta del terreno es:

$$q_{sn} = q_s - h_1 \gamma_1 - h_c \gamma_c - \text{peso del piso-S/C} = 1.90 - 30 \times 2 \times 10^{-3} - 70 \times 2.4 \times 10^{-3} - 10 \times 2.4 \times 10^{-3} - 0.04 = \\ = 1.90 - 0.06 - 0.168 - 0.024 - 0.04 = 1.61 \text{ kg/cm}^2$$

El predimensionamiento de las dimensiones de la cimentación se efectúa mediante tanteos. Si se estima una de ellas en 3.5 m., la otra se determina considerando:

$$q_{sn} S = (90000 + 72000) / 350 + (16.5 + 15) \times 10^5 \times 175 / (1/12 \times 350^3) = 617.14$$

$$S = 617.14 / 1.61 = 383 \text{ cm.}$$

Similarmente, para $L=4.0$ m., $S=3.25$ m. y para $L=4.5$ m., $S=2.8$ m. Se tomará la última sección para el diseño ya que es la que define una menor área de cimentación.

Reacción amplificada del suelo: Los esfuerzos en el suelo son iguales a:

$$q_{sn} = 162000 / (450 \times 280) + 31.5 \times 10^5 \times 450 / 2 / (1/12 \times 450^3 \times 280) = 1.62 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q_{sn} = 162000 / (450 \times 280) - 31.5 \times 10^5 \times 450 / 2 / (1/12 \times 450^3 \times 280) = 0.95 \text{ kg/cm}^2.$$

La reacción amplificada del suelo es:

$$q_{snu} = (1.2 \times 90 + 1.6 \times 72) / (90 + 72) \times q_{sn} = 1.38 q_{sn} \text{ kg/cm}^2.$$

Verificación del corte: Por flexión, $d=60$ cm.:

$$V_u = 1.38 \times 135 / 2 \times (1.62 + 1.42) \times 280 = 79290 \text{ kg.}$$

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.53 \times 14.5 \times 280 \times 60 = 96831 \text{ kg.} > V_u$$

En la otra dirección:

$$V_u = 1.38 \times ((1.62 + 0.95) \times 450 / 2 \times 50) = 39899 \text{ kg.}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.53 \times 14.5 \times 450 \times 60 = 155621 \text{ kg.} > V_u$$

Por punzonamiento, la sección crítica se ubica a $d/2$ de la cara de la columna cortante aplicada es:

$$V_u = 1.38 \times ((1.62 + 0.95) \times 450 / 2 \times 280 - (1.37 + 1.20) \times 120 / 2 \times 120) = 197900 \text{ kg.}$$

La resistencia del concreto al corte por punzonamiento es:

$$b_o = (60 + 60) \times 4 = 480 \text{ cm.}$$

$$\beta_c = 60 / 60 = 1.0$$

$$\alpha_b = 40$$

$$\phi V_c = 0.75 \times (0.27 \times (2 + 4 / 1.0)) \times 14.5 \times 480 \times 60 = 507384 \text{ kg.}$$

$$\phi V = 0.75 \times (0.27 \times (40 \times 60 / 480 + 2) \times 14.5 \times 480 \times 60) = 591948 \text{ kg.}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times (1.1 \times 14.5 \times 480 \times 60) = 344520 \text{ kg.} > V_u$$

Refuerzo longitudinal por flexión: El momento en la cara de la columna es:

$$M_u = 1.38 \times (1.62 \times 195^2 / 3 + 1.33 \times 195^2 / 6) \times 280 = 11.19 \times 10^6 \text{ kg-cm.}$$

$$R_u = 11.19 \times 10^6 / 280 / 60^2 = 11.10$$

$$\rho = 0.30\%$$

$$A_s = 0.30 / 100 \times 280 \times 60 = 50.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 \times 280 \times 70 = 35.28 \text{ cm}^2 < A_s.$$

Se colocarán 18 varillas #6 @ 16 cm. El espaciamiento máximo del refuerzo sugerido por el código es:

$$s_{\text{máx}} = 45 \text{ cm.} > 16 \text{ cm.}$$

$$s_{\text{máx}} = 3h = 3 \times 70 = 210 \text{ cm.} > 16 \text{ cm.}$$

En la otra dirección:

$$M_u = 1.38 \times ((1.62 + 0.95) \times 450 / 2 \times 110^2 / 2) = 4827809 \text{ kg-cm.}$$

$$R_u = 4827809 / 450 / 60^2 = 2.98$$

$$\rho = 0.08\%$$

$$A_s = 0.08 / 100 \times 450 \times 60 = 21.6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 \times 450 \times 70 = 56.70 \text{ cm}^2 > A_s.$$

El porcentaje de este refuerzo que se debe concentrar debajo de la columna es:

$$\% \text{ de refuerzo} = 2 / (\beta + 1) = 2 / (450 / 280 + 1) = 0.7$$

Debajo de la columna se colocará:

$$\text{Área de acero debajo de la columna} = 0.77 \times 56.70 = 43.66 \text{ cm}^2.$$

equivalente a 16 varillas #6 distribuidas en la franja de ancho igual a la menor dimensión de la zapata. En el resto de la zapata:

$$A_s = 56.70 - 16 \times 2.85 = 11.10 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 3 varillas #5 a cada lado de la franja central.

Verificación de la conexión columna-zapata y desarrollo del refuerzo: En la zapata, la resistencia al aplastamiento es:

$$\phi P_n = 0.65 \times 0.75 \times 210 \times 60^2 \times 2 = 835380 \text{ kg} = 835 \text{ tn.} > P_u$$

El término $\sqrt{A_2/A_1} = \sqrt{2.802/0.60}$ se ha considerado igual a 2.

No se requiere refuerzo adicional en la unión columna-zapata. En la figura 12.29 se muestra el detallado final de la zapata diseñada.

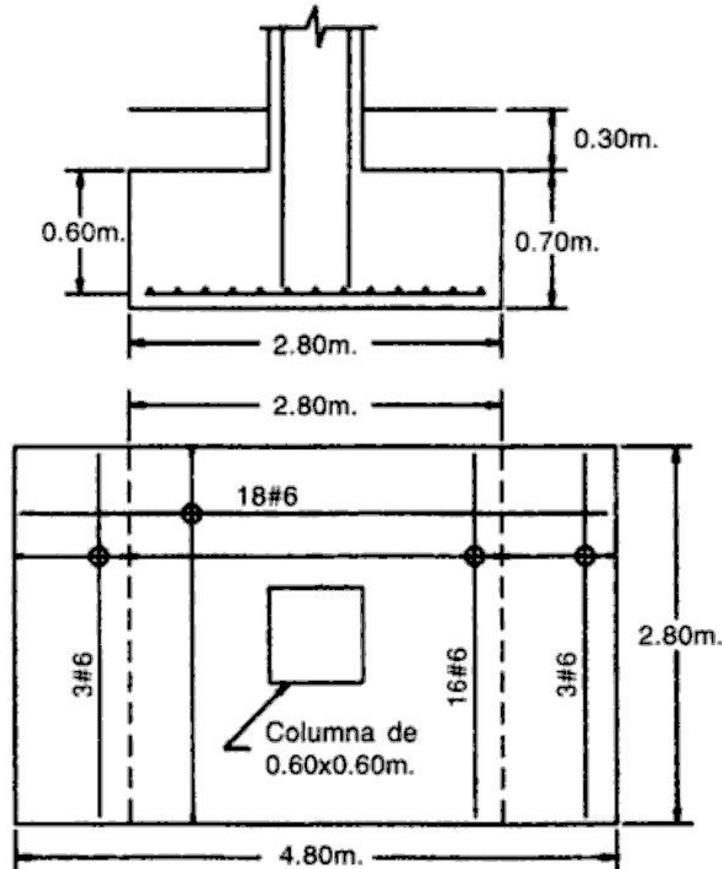


Figura 12.29. Ejemplo 12.2

Ejemplo 12.3

Diseñar la zapata combinada que soportará las columnas mostradas en la figura 12.30. Las cargas que provienen de las columnas son las siguientes:

	PD(tn)	PL(tn)
Columna 1	20	12
Columna 2	38	18

La columna 1 es de 40x40 cm. y la columna 2, de 50x50 cm. Ambas están reforzadas con varillas #6. El peso específico del suelo es 1800 kg/m³, su carga de trabajo es 2.0 kg/cm² y está sometido a la acción de una sobrecarga de 500 kg/m². El concreto de la columna es de $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$. Emplear $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

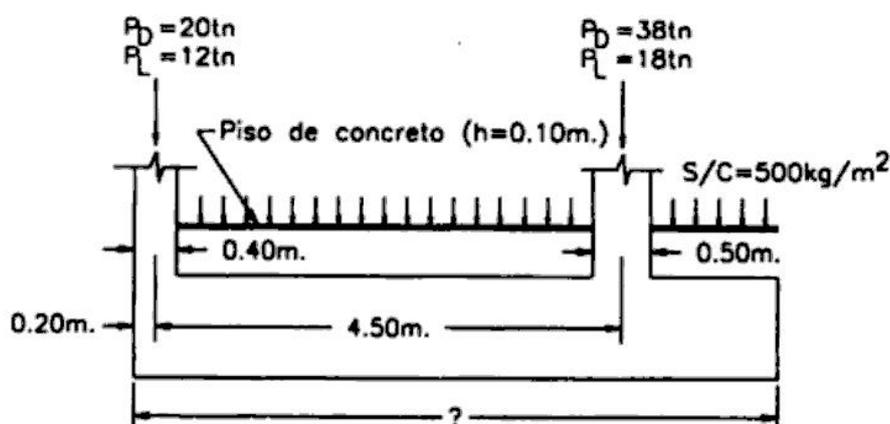


Figura 12.30. Ejemplo 12.3

Dimensionamiento de la zapata: La longitud de anclaje en compresión del refuerzo de la columna es:

$$l_{ob} = 0.08 \times 2.54 \times 0.75 \times 4200 / 14.5 = 44 \text{ cm.}$$

$$l_{ob} \geq 0.004 > 2.54 \times 0.75 \times 4200 = 32 \text{ cm.}$$

Se considerará un peralte de $45 + 10 = 55$ cm. La capacidad portante neta del terreno es:

$$q_{sn} = q_s - h_i \gamma_i - h_c \gamma_c - \text{peso del piso} - S/C = 2.00 - 45 \times 1.8 \times 10^{-3} - 55 \times 2.4 \times 10^{-3} - 10 \times 2.4 \times 10^{-3} - 0.05 = \\ = 2.00 - 0.081 - 0.132 - 0.024 - 0.05 = 1.71 \text{ kg/cm}^2$$

La zapata se debe dimensionar para que la resultante de las cargas pase por su centro de gravedad.

$$X_R = (32 \times 0.2 + 56 \times 4.7) / 88 = 3.06$$

El punto de paso de la resultante se muestra en la figura 12.31 y de acuerdo al esquema mostrado, se considerará una cimentación de 6.10 m de largo. El ancho requerido para no sobrepasar la capacidad portante del terreno es:

$$S = (56000 + 32000) / (1.71 \times 610) = 84.4 \text{ cm.} \approx 85 \text{ cm.}$$

Con estas dimensiones se deben efectuar las siguientes verificaciones:

2. Considerando el 100% de la carga permanente en ambas columnas, el 50% de la sobrecarga en la columna 1 y el 100% de la sobrecarga en la columna 2.

La excentricidad de la carga resultante es:

$$X_R = (26 \times 0.2 + 56 \times 4.7) / 82 = 3.27$$

$$e = 3.27 - 3.05 = 0.22 \text{ m.}$$

La presión en el terreno es:

$$q = 82000 / (610 \times 85) + 82000 \times 22 \times 305 / (1/12 \times 85 \times 610^3) = 1.92 > 1.71.$$

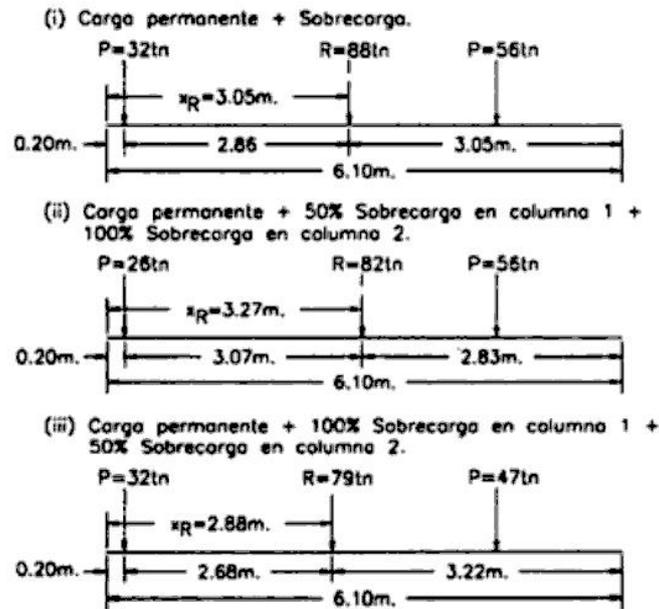


Figura 12.31. Ejemplo 12.3

Se incrementará el ancho de la cimentación a 0.95 m. En este caso, la presión será:

$$q = 1.92/0.95 \times 0.85 = 1.72 \approx 1.71.$$

2. Considerando el 100% de la carga permanente en ambas columnas, el 100% de la sobrecarga en la columna 1 y el 50% de la sobrecarga en la columna 2:

$$x_R = (32 \times 0.2 + 47 \times 4.7) / 79 = 2.88$$

$$e = 3.05 - 2.88 = 0.17 \text{ m.}$$

y la presión en el terreno es:

$$q = 79000 / (610 \times 95) + 79000 \times 17 \times 305 / (1/12 \times 95 \times 610^3) = 1.591 < 1.71.$$

En conclusión, las dimensiones propuestas garantizan que las presiones admisibles en el terreno no sean sobrepasadas.

Reacción aniplificada del suelo: Se puede obtener amplificando las fuerzas de cada columna independientemente. Sin embargo la relación entre la carga muerta y la carga viva es diferente en ambas columnas y por lo tanto la resultante de las cargas amplificadas no actuará en el centro de gravedad de la cimentación. Para evitar este inconveniente se recomienda trabajar con las cargas y reacciones sin amplificar y amplificar los momentos y fuerzas cortantes que se obtengan.

De esta manera:

$$q_{sb} = \frac{(20 + 38 + 12 + 18) \times 1000}{6.1 \times 0.95} = 15186 \text{ Kg/m}^2 = 14426 \text{ Kg/m}$$

En la figura 12.32 se aprecia la distribución de momentos de flexión y fuerzas cortantes en el sentido longitudinal de la zapata.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

- Para la zapata exterior:

$$A=75000/1.71=43860 \text{ cm}^2$$

La zapata exterior será de 2.60x1.70 m.

Antes de efectuar el diseño de las zapatas se procederá a dimensionar la viga de cimentación y determinar sus cargas de diseño. Como se aprecia en la figura 12.35, la excentricidad entre la carga proveniente de la columna exterior y la resultante de la reacción del suelo es 0.50 m. El momento y la fuerza cortante, sin amplificar, que debe resistir la viga es:

$$M=75000 \times 0.50=37500 \text{ kg-m.}$$

$$V=37500(6-0.50)=6818 \text{ kg.}$$

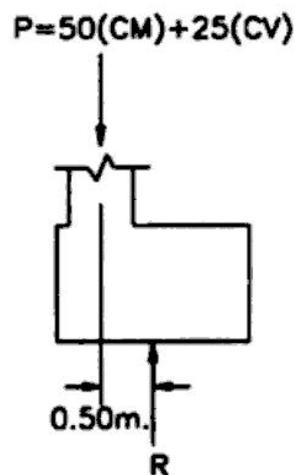


Figura 12.35. Ejemplo 12.4

La carga adicional en la columna exterior es 6818 kg. El área de zapata requerida para sobrepasar los esfuerzos del suelo es:

$$A=(75000+6818)/1.71=47847 \text{ cm}^2.$$

$$S=47847/1.70=281 \approx 280 \text{ cm.}$$

La carga de la columna interior va a reducirse por la presencia de la viga de cimentación. Sin embargo, esta disminución se desprecia lo cual está del lado de la seguridad.

Diseño de la viga de cimentación: Se tomará una sección de 40x60 cm El momento flector y fuerza cortante amplificados serán:

Zapata	Exterior	Interior
Reacción amplificada del suelo	$((1.2 \times 50000 \times 1.6 \times 25000 + 6818 \times 1.5) / (280 \times 170)) = 2.32 \text{ kg/cm}^2$	$(1.2 \times 80000 \times 1.6 \times 45000) / (270^2) = 2.30 \text{ kg/cm}^2$
V_u (punzonamiento)	$2.32 \times (170 \times 280 - 90 \times 110) = 87464 \text{ kg.}$	$2.30 \times (270^2 - 110^2) = 139840 \text{ kg.}$
ϕV_c (punzonamiento)	$0.75 \times 1.1 \times 14.5 \times (110 + 90 \times 2) \times 60 = 208148 \text{ kg.} > 87464 \text{ kg.}$ $0.75 \times 0.27 \times (2 + 4) \times 14.5 \times (110 + 90 \times 2) \times 60 = 306544 \text{ kg.}$ $0.75 \times 0.27 \times (30 \times 60 / (110 + 90 \times 2) + 2) \times 14.5 \times (110 \times 90 \times 2) \times 60 = 419297 \text{ kg.}$	$0.75 \times 1.1 \times 14.5 \times (110 \times 4) \times 60 = 315810 \text{ kg.} > 139840 \text{ kg.}$ $0.75 \times 0.27 \times (2 + 4) \times 14.5 \times (110 \times 4) \times 60 = 465102 \text{ kg.}$ $0.75 \times 0.27 \times (40 \times 60 / (110 \times 4) + 2) \times 14.5 \times (110 \times 94) \times 60 = 577855 \text{ kg.}$
V_u (flexión)	$2.32 \times (115 - 60) \times 170 = 21692 \text{ kg.}$	$2.30 \times (110 - 60) \times 270 = 31050 \text{ kg.}$
ϕV_u (flexión)	$0.75 \times 0.53 \times 14.5 \times 170 \times 60 = 58790 \text{ kg.} > 21692 \text{ kg.}$	$0.75 \times 0.53 \times 14.5 \times 270 \times 60 = 93372 \text{ kg.} > 31050 \text{ kg.}$
Refuerzo paralelo a la dirección mayor	$M_u = 2.32 \times 170 \times 115^2 / 2 = 2607970 \text{ kg-cm.}$ $R_u = 2607970 / (170 \times 60^2) = 4.26$ $A_s = 0.11\% \times 170 \times 60 = 11.22 \text{ cm}^2.$ $< A_{smin} = 21.42 \text{ cm}^2.$ 11 varillas #5	$M_u = 2.30 \times 270 \times 110^2 / 2 = 3757050 \text{ kg-cm.}$ $R_u = 3757050 / (270 \times 60^2) = 3.87$ $A_s = 0.10\% \times 270 \times 60 = 16.2 \text{ cm}^2.$ $< A_{smin} = 34.02 \text{ cm}^2.$ 17 varillas #5
Refuerzo paralelo a la dirección menor	$M_u = 2.32 \times 280 \times 110^2 / 2 = 3930080 \text{ kg-cm.}$ $R_u = 3930080 / (280 \times 60^2) = 3.90$ $A_s = 0.10\% \times 280 \times 60 = 16.80 \text{ cm}^2.$ $< A_{smin} = 35.28 \text{ cm}^2.$ 18 varillas #5 La zapata es rectangular y el refuerzo se debe concentrar debajo de la columna: $2 / (280 / 170 + 1) = 0.76$ $A_s = 0.76 \times 35.28 = 26.8 \text{ cm}^2.$ Se colocarán 13 varillas #5 en la franja central de la zapata y 3 varillas #5 en cada uno de los volados.	La zapata interior es cuadrada y el refuerzo en ambas direcciones es el mismo.

El procedimiento para la verificación de la transmisión de esfuerzos de la columna a la zapata es similar al presentado en los ejemplos previos.

El detallado final del refuerzo se muestra en la figura 12.36



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

13.2.1 Empuje del suelo

El empuje del suelo es un parámetro difícil de estimar. Existen muchas teorías en Mecánica de Suelos para su determinación, cada una con limitaciones para su aplicación. El comportamiento de los suelos granulares es diferente que el de los suelos cohesivos. En el presente trabajo sólo se presentará la teoría de Rankine, la cual es válida para suelos granulares, incompresibles y homogéneos. Esta teoría desprecia la fricción entre el muro y el suelo.

La distribución del empuje del suelo es compleja, sin embargo es usual asumir una distribución lineal, similar a la generada por los líquidos, como se muestra en la figura 13.2. Esta suposición es adecuada para suelos granulares y secos.

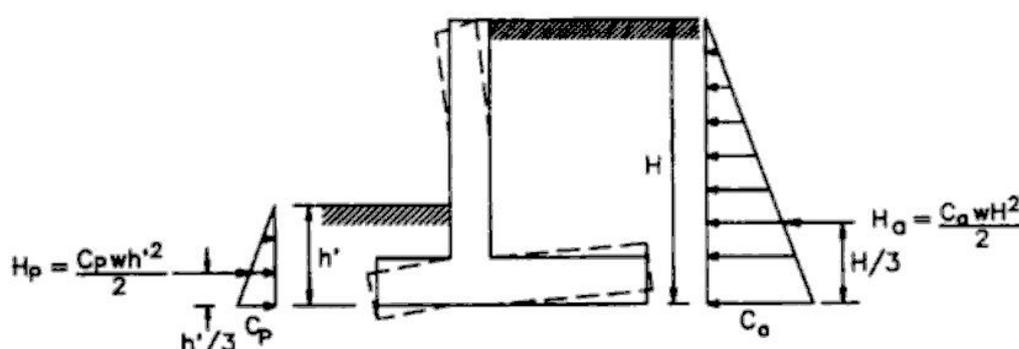


Figura 13.2. Empuje del terreno sobre muros de sostenimiento

Según Rankine, la resultante del empuje activo es igual a:

$$H_a = \frac{1}{2} C_a w H^2 \quad (13-1)$$

$$C_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \quad (13-2)$$

donde: w : Peso específico del suelo.

ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo.

H : Altura del relleno que ejerce el empuje activo.

La resultante del empuje pasivo es:

$$H_p = \frac{1}{2} C_p w H^2 \quad (13-3)$$

$$C_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (13-4)$$

En la Tabla 13.1 se muestra algunos valores referenciales del peso específico y ángulo de fricción interna para algunos tipos de terrenos.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

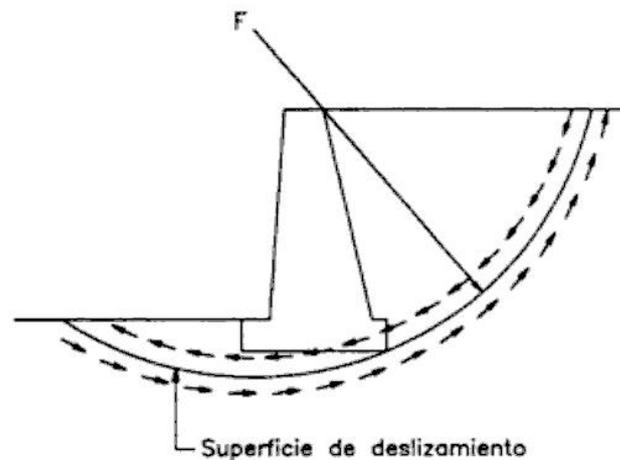


Figura 13.5. Falla por deslizamiento del muro y del terreno adyacente

β_i : (Ver figura 13.6)

a_i : Distancia horizontal del centro de la superficie de falla al centro de la rebana i -ésima.

El procedimiento requiere que se evalúe varias superficies de falla hasta que se ubique aquella que corresponde al menor factor de seguridad. Este método es aplicable a suelos cohesivos. Además de éste, existen otros procedimientos más generales y complejos que permiten evaluar el factor de seguridad al volteo de suelos de todo tipo. No es objetivo de este trabajo presentarlos.

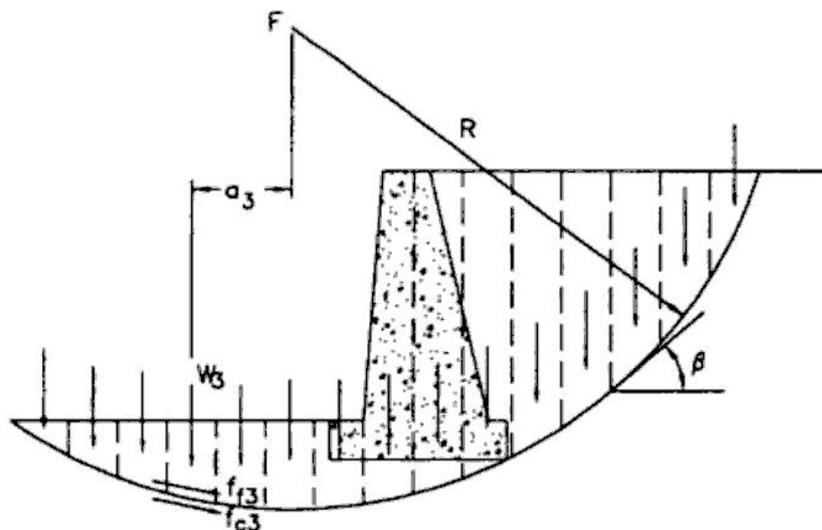


Figura 13.6. Determinación del factor de seguridad para el caso en que el muro falla por deslizamiento con el terreno

13.4 DRENAJE

La acumulación de agua debe prevenirse para que el muro no sea sometido a cargas de empuje mayores que las que se empleó para el diseño la estructura. Por ello, es necesario habilitar un sistema de drenaje que impida que el agua haga presión sobre el muro.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

$$B/3 \approx 1.25 \text{ m.}$$

El peralte de la zapata se estima en 50 cm. pues se asume que la pantalla vertical y el contrafuerte estarán provistos de varillas #8. La longitud de anclaje del gancho estándar es:

$$l_{dh} = 55 \times 0.7 \approx 39 \text{ cm.}$$

El factor de corrección 0.7 es el correspondiente a recubrimiento de concreto.

Se colocarán, en principio, contrafuertes de 0.20 m. de espesor cuya distancia a ejes es 3.0 m. Las dimensiones estimadas del muro se muestran en la figura 13.26.

Verificación de la estabilidad del muro: Los cálculos efectuados se muestran tabulados en las siguientes tablas. En la figura 13.26 se muestra la identificación de los diferentes elementos.

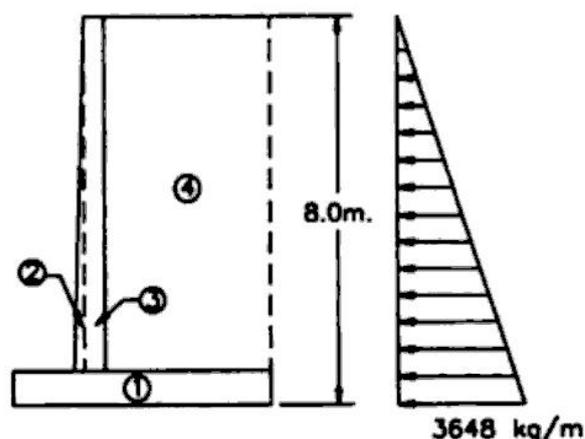


Figura 13.26. Ejemplo 13.2

Efecto	Fuerza (kg)	Brazo de palanca	Momento (kg-m)
Empuje activo	$H_1 = 0.5 \times 3648 \times 8 = 14592$	8/3	38912
	$\Sigma F_H = 14592$		$\Sigma M_A = 38912$

Elemento	Fuerza (kg)	Brazo de palanca	Momento (kg-m)
1	$W_1 = 2400 \times 3.75 \times 0.5 = 4500$	3.75/2	8438
2	$W_2 = 2400 \times 0.15 \times 7.5/2 = 1350$	1.15	1553
3	$W_3 = 2400 \times 0.30 \times 7.5 = 5400$	1.35	7290
4	$W_4 = 1900 \times 2.25 \times 7.5 = 32063$	2.625	84165
	$\Sigma F_V = 43313$		$\Sigma M_R = 101446$



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

$$T_u = 13100 \times 2.25 / 2 \times 3 / 2 = 22106 \text{ kg.}$$

$$A_s = 22106 / 0.9 / 4200 = 5.8 \text{ cm}^2 > A_{s\text{mín}} = 0.0012 \times 100 \times 35 = 4.2 \text{ cm}^2.$$

El refuerzo vertical estará constituido por varillas #4 @ 0.20 m.

Adicionalmente, el contrafuerte se debe verificar por fuerza cortante. Por sus características geométricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la sección crítica se ubica a $0.15l_u = 0.15 \times 7.5 = 1.125 \text{ m.}$ de la base. La resistencia a la fuerza cortante en esta sección es:

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.53 \times 14.5 \times 35 \times 224 = 45188 \text{ kg}$$

Y la fuerza cortante última en la misma es:

$$V_u = 2736 \times 6.375 \times 3.0 / 2 = 26163 \text{ kg.} < \phi V_c$$

En la figura 13.28 se muestra el detallado final del refuerzo de la estructura.

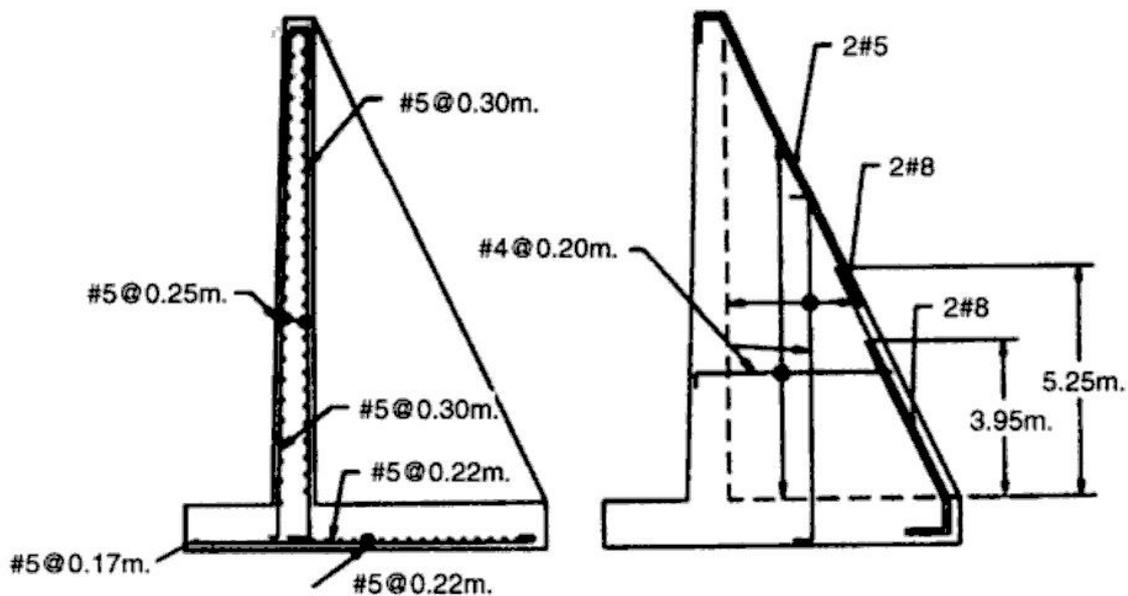


Figura 13.28. Ejemplo 13.2



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Al igual que en muros de concreto armado, se considera que las cargas concentradas que actúan sobre el muro son resistidas sólo por una porción de él cuyo ancho es igual a la menor de la distancia centro a centro entre dos cargas sucesivas y $(b+4h)$, donde h es el espesor del muro (ver figura 11.1).

Se deberá colocar por lo menos dos varillas #5 alrededor de las aberturas de puertas y ventanas. Estas varillas se extenderán, por lo menos, 60 cm. más allá de los bordes de las mismas.

14.2.2 Método empírico

El método empírico consiste en comparar la carga aplicada sobre el muro con la resistencia nominal del mismo, P_n , de modo que:

$$P_u \leq \phi P_n \quad (14-1)$$

(ACI-Ec-(22-13))

donde: P_u : Carga axial amplificada del muro.

ϕ : Factor de reducción de resistencia igual a 0.55 pues es concreto simple.

La carga P_n es igual a:

$$P_n = 0.45f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{l_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (14-2)$$

(ACI-Ec(22-14))

donde: A_g : Área de la sección bruta del muro.

l_c : Luz libre del muro.

h : Espesor del muro.

14.3 PEDESTALES

Los pedestales son elementos que sirven de apoyo a maquinarias, equipos etc. Para garantizar su estabilidad es conveniente que la relación entre su altura H y su menor dimensión transversal sea inferior a 3. Esta limitación puede obviarse si el elemento está enterrado de modo que el suelo sea capaz de proveerle restricción al desplazamiento lateral. Es recomendable que la altura del dado sea mayor que 20 cm. por comodidad constructiva.

Los pedestales admiten pequeñas excentricidades, como la mostrada en la figura 14.1 siempre que no se exceda la resistencia del elemento.

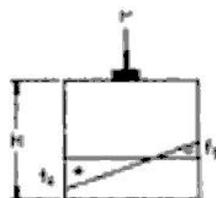


Figura 14.1. Pedestal cargado excéntricamente

Se debe verificar que la carga de compresión sobre el pedestal no exceda la resistencia al aplastamiento de la pieza, definida en la sección 14.1.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

15. Losas Armadas en dos direcciones

15.1 INTRODUCCIÓN

Las losas armadas en dos direcciones son losas que transmiten las cargas aplicadas a través de flexión en dos sentidos. Este comportamiento se observa en losas en las cuales la relación entre su mayor y menor dimensión es menor que dos. A lo largo del tiempo, los métodos de diseño de estos elementos han ido variando. En un inicio, el desconocimiento del comportamiento real de este tipo de estructuras llevó a la creación de patentes para su diseño y construcción. Antes de entrar en servicio, las losas eran sometidas a pruebas y el proyectista daba una garantía por un período determinado de tiempo. Los procedimientos de diseño empleados consideraban, erradamente, que parte de la carga aplicada sobre la losa generaba esfuerzos en una dirección y el resto tenía un efecto similar en la otra. Es decir, la carga se repartía en las dos direcciones principales.

En 1914, J. R. Nichols propuso usar principios de estática para la determinación de los esfuerzos de flexión en las losas. A diferencia de sus predecesores, consideró que el total de la carga aplicada generaba esfuerzos en ambas direcciones del elemento. Este principio no fue aceptado sino hasta mediados de 1925 y fue incluido en el código del ACI sólo hasta 1971. Los esfuerzos obtenidos aplicando el método de Nichols no son exactos, sin embargo, permiten diseñar losas que funcionan eficientemente.

En 1940, el Joint Comitee ACI-ASCE planteando un método de coeficientes para el diseño de losas armadas en dos sentidos con vigas en los bordes de los paños. Este método todavía se emplea y lo consignan en sus textos numerosos autores. Se presenta en la sección 15.4.

Hasta la década de 1950, se desarrollaron estudios del comportamiento de las losas basados en la teoría elástica clásica. La teoría de las deflexiones pequeñas en placas para materiales homogéneos e isotrópicos, desarrollada principalmente por Westergaard, sirvió de base a las tablas propuestas en versiones anteriores del código del ACI para el diseño por flexión de este tipo de elementos. Este planteamiento tiene el inconveniente que dada su complejidad era necesario suponer condiciones de frontera ideales y, por lo tanto, se apartaban de la realidad, generando en muchos casos soluciones costosas.

En 1943, K. W. Johansen propuso la teoría de las líneas de fluencia. Esta teoría supone que conforme se incrementa la carga, se desarrollan articulaciones en la losa, a manera de bisagras, que generan la rotación de trozos rígidos del elemento. Este planteamiento basado en un análisis plástico conduce a espesores de losa menores que los obtenidos a través otros métodos y por ello es preciso verificar, siempre, sus condiciones de servicio. La



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

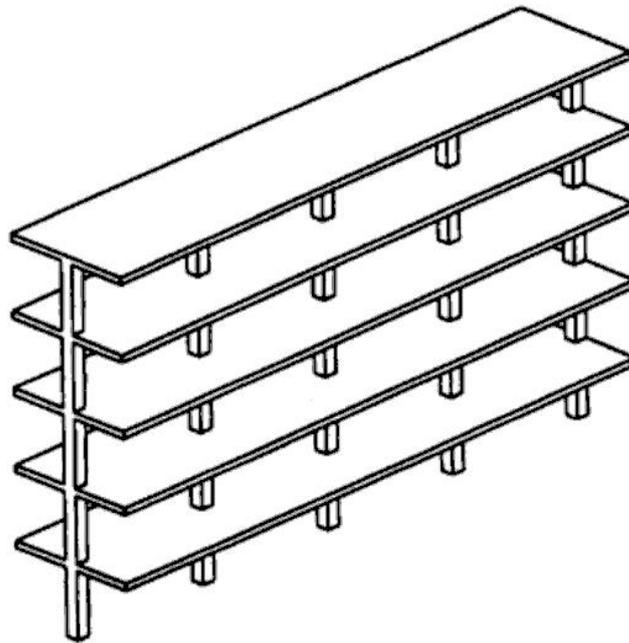


Figura 15.10. Pórtico equivalente

la correspondiente a la sección bruta. Obviamente, las condiciones no son siempre tan desfavorables pero en cualquier caso ese valor da resultados conservadores.

15.6 MÉTODO DIRECTO

Como se indicó en la sección precedente, el método directo es un procedimiento simplificado que permite determinar los momentos de diseño de losas armadas en dos direcciones y de las vigas y columnas que le sirven de apoyo. Los elementos diseñados haciendo uso de este procedimiento satisfacen los requerimientos de resistencia de la estructura y también la mayor parte de las condiciones necesarias para un adecuado comportamiento bajo cargas de servicio. Este método compatibiliza la simplicidad de su procedimiento con los resultados obtenidos a través de procedimientos teóricos y las observaciones efectuadas a lo largo de los años en que se ha trabajado con este tipo de estructuras.

El método directo se aplica en las dos direcciones de armado de la losa por separado. Para el análisis, ésta se divide en secciones constituidas por una franja de columna y dos medias franjas centrales, una a cada lado. Estas porciones de losa son tratadas como vigas anchas y chatas y son analizadas independientemente una de otra.

El método directo consta básicamente de tres etapas:

1. Determinación del momento total estático, M_o , igual a la suma del momento positivo al centro de la luz entre apoyos y la semisuma de los momentos negativos en ellos.
2. Distribución del momento total estático entre los apoyos y el centro de la luz.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

columnas. También depende del parámetro β_t el cual es igual a la relación entre la rigidez a la torsión de la viga de borde, si es que existe y la rigidez a la flexión de la losa. El valor de β_t se determina a través de las siguientes expresiones:

(15-7)

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s} \quad (\text{ACI-Ec}(13-5))$$

(15-8)

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \quad (\text{ACI-Ec}(13-6))$$

El término C está relacionado al momento de inercia polar de la sección indicada en la figura 15.2. Para calcularlo se divide la sección en rectángulos simples cuya menor y mayor dimensión son x e y , respectivamente. Puesto que existen varias posibilidades para la división de la sección se debe considerar aquella que maximice el parámetro C .

Para la determinación de la rigidez torsional de la viga de borde, se ha asumido que G_{cb} es igual $0.5E_{cb}$.

En la Tabla 15.5 se muestra el porcentaje de momento negativo exterior que es absorbido por la franja de columna. En casos intermedios, se interpola linealmente.

l_2/l_1		0.5	1.0	2.0
$(\alpha_n l_2/l_1) = 0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
$(\alpha_n l_2/l_1) \geq 0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45

Tabla 15.5. Fracción del momento negativo exterior que corresponde a la franja de columna.

Si no existe viga de borde, el parámetro β_t es nulo y por lo tanto todo el momento es resistido por la franja de columna. Esto es lógico ya que no existe modo de trasladar los momentos desde la franja central hacia la columna. Si el parámetro β_t es mayor que 2.5, la distribución de momentos es igual que la correspondiente a los momentos negativos interiores.

Cuando los apoyos consisten en columnas o muros cuya dimensión perpendicular a la dirección en estudio es mayor que $0.75l_2$, los momentos negativos pueden asumirse uniformemente distribuidos a lo largo de l_2 .

Momento positivo

El porcentaje del momento positivo resistido por la franja de columna se muestra en la Tabla 15.6.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

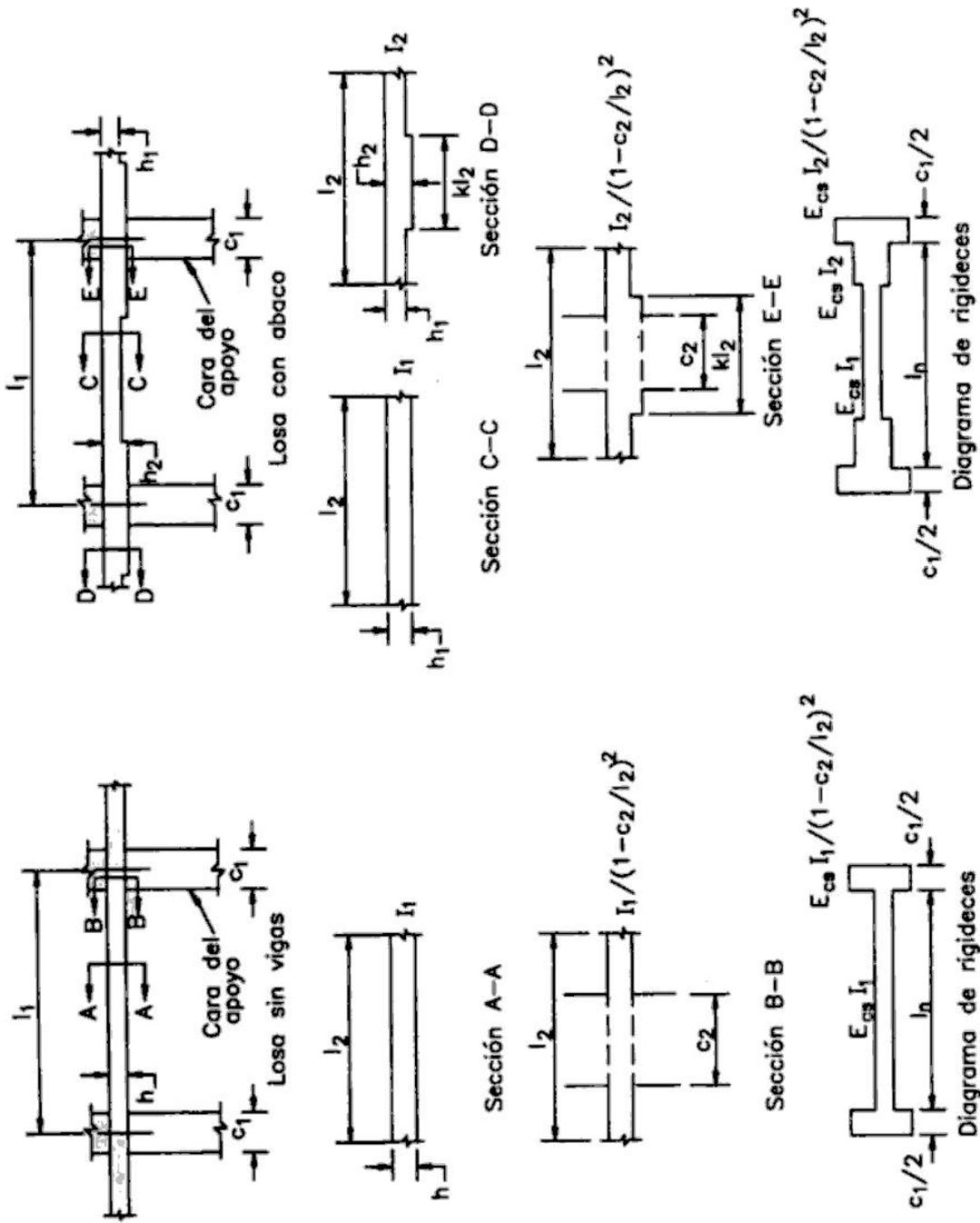


Figura 15.17 (a). Características geométricas de los elementos horizontales del pórtico equivalente



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

En las conexiones losa-columna donde la transferencia de momentos no es considerable, se debe procurar disponer el refuerzo simétricamente. En la figura 15.27, se muestra la distribución de los estribos en la losa para una columna interior y para otra exterior. Los estribos definen una nueva sección crítica en la que la losa sola es capaz de resistir los esfuerzos de punzonamiento. Por lo tanto, el refuerzo por corte debe extenderse hasta que en la sección crítica definida por él mismo, el concreto sea capaz de resistir el corte por sí solo.

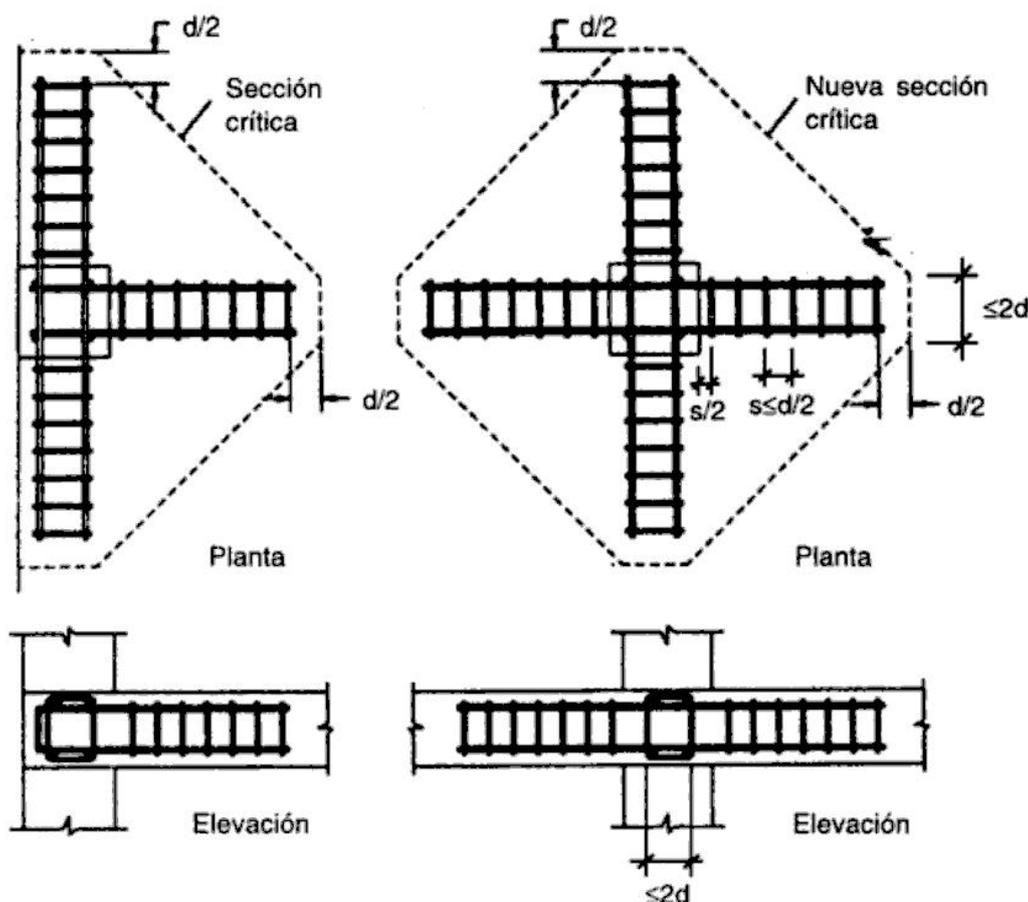


Figura 15.27. Refuerzo de corte en losas armadas en dos sentidos sin vigas

Los cabezales no son muy usados en nuestro medio como refuerzo en losas y están constituidos por secciones doble T o canal soldadas perpendicularmente, con brazos de igual largo. Son dispuestos de modo que atraviesan la columna, como se muestra en la figura 15.28. El peralte de los perfiles no debe ser mayor que 70 veces el espesor del alma y sus extremos deberán ser cortados bajo un ángulo no menor que 30° con el eje. El ala en compresión del perfil deberá ubicarse a una distancia de $0.3d$ del borde de la losa.

La relación entre la rigidez de cada brazo del cabezal y la sección fisurada de concreto que lo rodea, α_v , en un ancho de (c_2+d) no deberá ser menor que 0.15. Esta condición busca limitar la flexibilidad del perfil de acero.

La sección crítica de diseño se ubica a $0.75(l_v - c_1/2)$ de la cara de la columna medida hacia el extremo del perfil, donde l_v es la longitud de cada brazo de refuerzo medida desde el centro del área cargada. La sección crítica se define de modo que su perímetro es el mínimo, pero no menor que el definido en la sección 15.8.1 (figura 15.29).



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

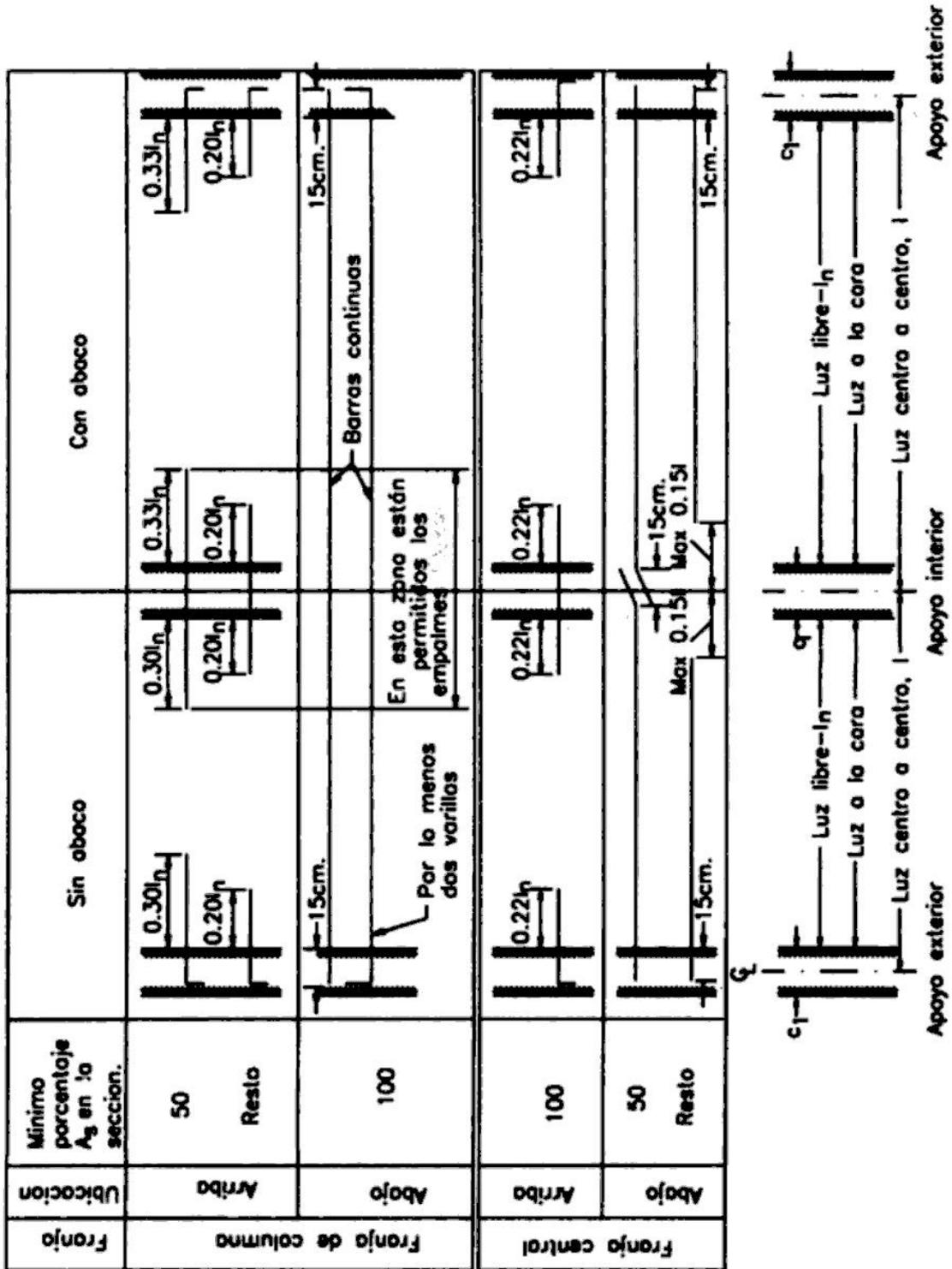


Figura 15.35. Detallado del refuerzo en losas armadas en dos sentidos sin vigas



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

16. Estructuras sometidas a la acción de cargas sísmicas

16.1 INTRODUCCIÓN

Los sismos son movimientos de la corteza terrestre originados por un constante reajuste geológico de la Tierra. Se presentan en regiones localizadas del planeta; nuestro país se ubica en una de ellas. Los sismos generan movimientos oscilatorios en las estructuras sometidas a ellos. La magnitud de los desplazamientos depende principalmente de la rigidez de la estructura y de las características del movimiento del suelo. En el Perú, la naturaleza de éstos ocasiona que las edificaciones más rígidas sufran más sus consecuencias.

Los esfuerzos generados por los movimiento sísmicos se estiman asumiendo un sistema de cargas laterales aplicado sobre la estructura. Estas fuerzas deben ser definidas de modo que representen lo más cercanamente posible el fenómeno real. Existen diversos métodos para su determinación, desde los más sencillos hasta los más complejos, que sólo pueden ser desarrollados con la ayuda de una computadora. El comportamiento de la estructura frente a una sollicitación sísmica depende tanto de sus propias características como de las características del movimiento. Por ello, para estimar las cargas de diseño, es necesario contar con registros de los movimientos sísmicos de la región y parámetros como la rigidez y masa de la estructura. No es objetivo del presente trabajo presentar los procedimientos para la estimación de las cargas laterales que simulan el efecto de un movimiento sísmico.

Una estructura diseñada para resistir las cargas originadas por un sismo, en su totalidad, se comportará elásticamente en toda su vida útil. Sin embargo, si su resistencia es menor pero se le provee de ductilidad suficiente para desarrollar desplazamientos considerables, mayores que los correspondientes al límite elástico, la estructura también podrá responder satisfactoriamente a las mismas sollicitaciones. La razón de esto es que parte de la energía generada por el sismo es disipada por efecto del movimiento oscilatorio y de las deformaciones plásticas que presenta la estructura.

Diseñar una estructura para resistir la totalidad de los esfuerzos generados por un movimiento sísmico no es económico. Por ello, actualmente se prefiere reducir la carga de diseño y garantizar la capacidad de la estructura para disipar energía. Esta solución, aunque más económica, implica que la estructura se comportará dentro del rango plástico, y que por lo tanto, se esperan daños en ella pero no de magnitud suficiente para llevarla al colapso.

El análisis sísmico se hace para los diferentes tipos de sismo de acuerdo a la tabla adjuntas que indica la relación entre los diferentes códigos:



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

El factor de reducción de resistencia al corte será reducido a 0.6 en los elementos estructurales cuya resistencia al corte es menor que la fuerza cortante correspondiente al desarrollo de su resistencia a la flexión. Esta recomendación está orientada al diseño de elementos como muros de corte de poca altura o muros entre aberturas, en los cuales, es poco práctico incrementar el refuerzo para elevar la resistencia al corte por encima de la fuerza cortante correspondiente a la resistencia a la flexión de la pieza. Esta recomendación no es válida para determinar la resistencia de nudos o conexiones. Conservadoramente y por cuestiones prácticas, se considera que el factor de reducción de resistencia al corte para el diseño de muros es 0.6.

16.2.3 Materiales

El concreto tendrá una resistencia a la compresión mayor que 210 kg/cm^2 y su resistencia máxima será 350 kg/cm^2 si está elaborado a base de agregados ligeros. Se podrá utilizar concreto ligero que supere este límite si se demuestra que puede desarrollar la misma resistencia y ductilidad que un concreto normal.

El acero destinado a resistir solicitaciones sísmicas deberá cumplir con los requerimientos de la norma ASTM A-706. Se podrá utilizar acero A-615 de grado 40 y 60 si su esfuerzo de fluencia, determinado a través de ensayos, no excede el especificado en más de 1260 kg/cm^2 y la relación entre el esfuerzo último y el de fluencia, ambos determinados experimentalmente, es mayor que 1.25. El límite elástico del refuerzo transversal f_y se limita a 4200 kg/cm^2 . Estas limitaciones pretenden evitar que los esfuerzos cortantes y de adherencia se eleven al desarrollarse rótulas plásticas en los elementos ya que ello puede ocasionar su falla frágil. De otro lado, la relación mínima entre los esfuerzos últimos y de fluencia tiene como objetivo garantizar un adecuado rango de fluencia en el material.

El código recomienda limitar las propiedades de los materiales para garantizar la ductilidad de la estructura y evitar su falla frágil. Un incremento del esfuerzo de fluencia o decremento de la resistencia del concreto tiende a reducir la curvatura última que pueden desarrollar los elementos sometidos a flexión.

16.2.4 Empalmes

- a) Empalmes traslapados.- No se permitirán en las zonas de los nudos ni en las distancias $\leq 2h$ de la cara del nudo ni en la zona donde el análisis indica que hay fluencia en el refuerzo causado por desplazamientos inelásticos del pórtico. Se usarán en varillas $\leq \# 11$ y solo en las zonas permitidas para ellos, tanto en elementos a flexión como a flexión y compresión. Los empalmes se diseñarán para desarrollar esfuerzos de tracción y tendrán en toda su longitud estribos de confinamiento. En vigas $S \leq d/4$ y $S \leq 10 \text{ cm}$.
- b) Empalmes mecánicos.- En una estructura que desarrolla deformaciones no elásticas durante el sismo, el esfuerzo en el acero se aproxima al límite elástico del mismo. Los requisitos de usar empalmes tipo 2 tiene por objeto evitar la falla del empalme cuando el refuerzo tiene esfuerzos cercanos al límite elástico. Los empalmes tipo 1 no requieren las especificaciones severas de los empalmes tipo 2 y no son capaces de resistir esfuerzos en las zonas de fluencia. La ubicación de los empalmes tipo 1 se limita porque el esfuerzo en el acero en las zonas de fluencia, puede exceder los requisitos generales de este tipo de empalmes. Si no se puede evitar los empalmes en zonas de fluencia se usará forzosamente empalme tipo 2.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Las columnas que reciben reacciones de elementos rígidos como muros están sometidas a esfuerzos de corte elevados. Por ello, si la carga axial amplificada generada por las solicitaciones sísmicas es mayor que $A_g f_c / 20$ se recomienda proveerlas de refuerzo de confinamiento en toda su altura. Este acero se extenderá dentro del muro una distancia mayor o igual que la longitud de anclaje del refuerzo longitudinal de la columna buscando de este modo dar confinamiento al concreto que recibe la carga concentrada. En las uniones columna-zapata, el refuerzo transversal de columnas se extenderá 30 cm. dentro del cimiento, como se muestra en la figura 16.8.

Si el espesor del concreto fuera del refuerzo transversal es mayor de 10 cm. se colocará refuerzo transversal adicional espaciados $s \leq 30$ y el recubrimiento de este otro refuerzo transversal será ≤ 10 cm.

c) Nudos

Los nudos son los elementos encargados de garantizar la estabilidad e integridad de las estructuras dúctiles en las que se esperan desplazamientos en el rango inelástico. Son regiones donde se presenta concentración de esfuerzos. Su diseño y detallado es muy importante en estructuras que resisten solicitaciones sísmicas.

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan al nudo deberá extenderse hasta la cara más alejada del núcleo de la columna y será anclado en tensión según las provisiones señaladas más adelante. Se ha observado que las varillas rectas del refuerzo longitudinal de vigas se deslizan en los nudos cuando están sometidas a una continua inversión de momentos. Por ello, se requiere algunas dimensiones mínimas en las columnas que llegan al nudo para garantizarle un adecuado confinamiento y de este modo reducir el deslizamiento. Siempre que el refuerzo longitudinal de una viga se extienda hacia el nudo, la dimensión de la columna en la dirección de dicho refuerzo no será menor que 20 veces el diámetro de las varillas longitudinales (ver figura 16.9). Si se trata de concreto ligero, la dimensión de la columna no será menor que 26 veces el diámetro del refuerzo.

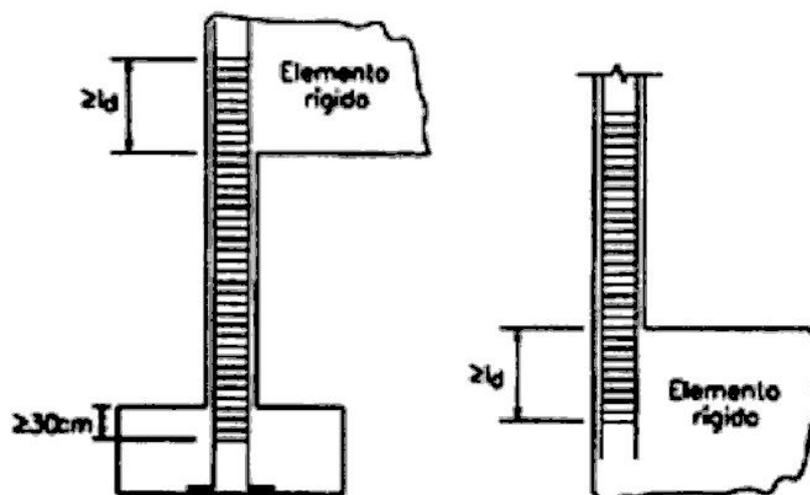


Figura 16.8. Refuerzo transversal en la unión columna-elemento rígido



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

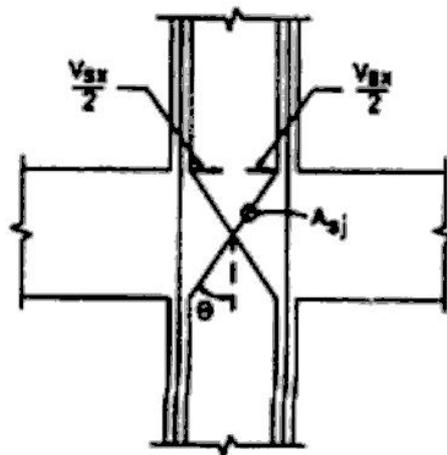


Figura 16.13. Refuerzo diagonal adicional para resistir el corte en el nudo

d) Desarrollo del refuerzo en tensión

El código recomienda que la longitud de anclaje del refuerzo en tensión sea incrementada cuando éste forma parte de elementos que resisten cargas inducidas por sismos. De este modo la longitud de anclaje del gancho a 90° , para varillas con denominación entre la #3 y la #11, deberá cumplir:

$$l \geq 15 \text{ cm.}$$

$$l_{dh} \geq 8 d_b.$$

$$l_{dh} \geq \frac{f_y}{17.2\sqrt{f'_c}} d_b \quad (16-14)$$

ACI-Ec (21-6)

donde: l_{dh} : Longitud de anclaje del gancho a 90° .

d_b : Diámetro de la varilla en consideración.

El gancho deberá estar dentro del núcleo confinado de la columna o del elemento de borde en muros y diafragmas. Para concretos con agregados livianos las longitudes de los anclajes presentadas en el párrafo anterior serán incrementadas en un 25%.

La longitud de anclaje a tracción de varillas rectas, entre la #3 y la #11, deberá satisfacer:

$$l_d \geq 2.51 d_{bh}$$

Para barras superiores el requisito será:

$$l_d \geq 3.51 d_{bh}$$

Las varillas rectas que anclan en un nudo deberán atravesar el núcleo confinado de la columna o del elemento de borde. Cuando la longitud de anclaje de éstas exceda el ancho del núcleo confinado, l_{dc} , la porción de varilla que sale fuera de él será incrementada por un factor



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

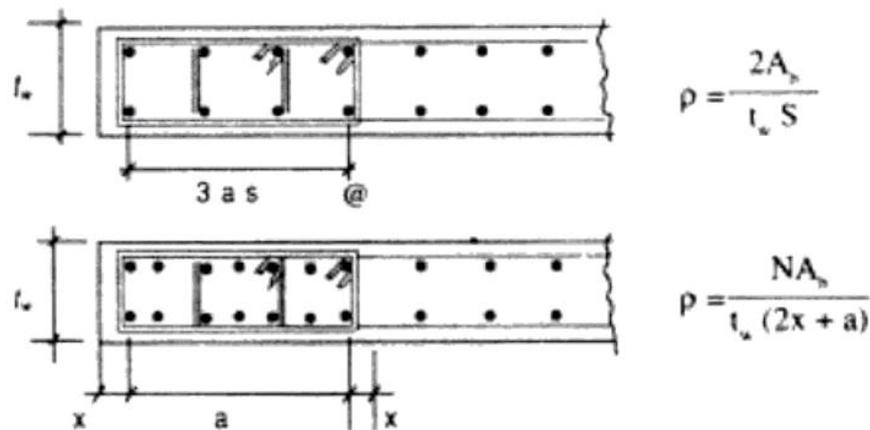


Figura 16.20

g) Diafragmas estructurales y tijerales

Son las losas de piso o techo que transmiten las fuerzas inducidas por el sismo, como también las estructuras reticulares (tijerales) puntales, cordones o arriostres que transmiten esas fuerzas.

Son elementos estructurales que cumplen las siguientes funciones:

- a) Soporte para los muros, particiones y revestimientos que resisten fuerzas de sismo pero no forman parte del sistema sismo-resistente.
- b) Transmiten las fuerzas laterales desde el punto de aplicación hasta el sistema sismo-resistente del edificio.
- c) Conectan los diversos componentes del sistema sismo-resistente con la adecuada rigidez, tenacidad y resistencia que permite que el edificio actúe de acuerdo al diseño.

Una losa vacada sobre estructuras prefabricadas puede usarse como diafragma estructural siempre que esté armada y que sus dimensiones y conexiones estén proporcionadas y detalladas para una completa transferencia de las fuerzas a los cordones, elementos colectores y al sistema resistente del edificio. Esta losa actuando sola debe ser capaz de resistir las fuerzas de diseño. La superficie del elemento prefabricado debe estar limpia, sobre su techado e intencionalmente rugosa con rugosidades de 6 mm. Estas losas sobre prefabricados deben tener un espesor ≥ 6.5 cm.

Las lositas monolíticas de aligerados y techos waffle su espesor será ≥ 5 cm.

El esfuerzo mínimo será el de losas $A_s \geq 0.0018 bh$ y con $s \leq 5 h$, $s \leq 45$ cm. Si el refuerzo es de malla electro-soldada el espaciamiento máximo será 25 cm. para los hilos paralelos a la luz del elemento prefabricado.

El diafragma se diseñará para las fuerzas sísmicas que se obtienen del análisis de la estructura para cargas laterales.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

En la figura 17.2 se muestran algunas secciones comunes de vigas compuestas. Como se aprecia, el perfil de acero no sólo se ubica bajo la losa, sino puede ser embebido en el concreto, en parte o en su totalidad. Las secciones de acero más utilizadas son las tipo I o cajón.

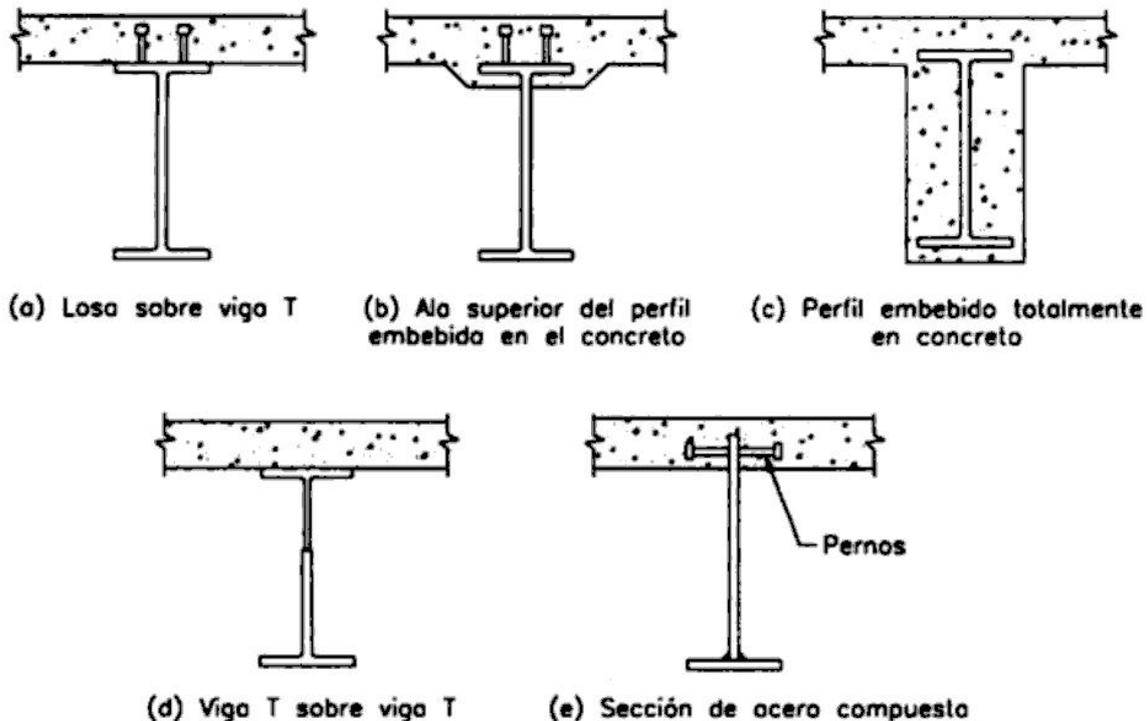


Figura 17.2. secciones comunes de vigas compuestas de acero y concreto

El diseño de vigas compuestas de acero y concreto involucra dos etapas. La primera consiste en determinar la sección del elemento de modo que tenga la resistencia a la flexión requerida. La segunda fase consiste en el diseño de los conectores de corte los cuales son importantes para garantizar el comportamiento de la estructura como una unidad.

Las cargas de diseño de la viga dependen del procedimiento constructivo que se utilice. Si la pieza es apuntalada durante el vaciado del concreto, se considera que toda la carga actúa sobre la sección compuesta. Si la pieza no es apuntalada durante la construcción, entonces se asume que el perfil de acero resiste la carga que se aplica antes que el concreto endurezca y la sección compuesta resiste el resto. La diferencia en la distribución de esfuerzos de acuerdo al proceso constructivo se muestra en la figura 17.3. Como se aprecia, si el perfil de acero es apuntalado, el esfuerzo es, menor en el acero y mayor en el concreto que cuando no se apuntala.

Para el diseño de vigas compuestas, se considera un ancho efectivo de losa que contribuye a la resistencia del elemento. En la figura 17.4 se muestra el ancho efectivo de losa para vigas interiores y exteriores.

17.1.1. Resistencia a la flexión de la pieza

El diseño por flexión de vigas compuestas se puede efectuar a través del método elástico o del método de diseño a la rotura. En el presente trabajo, desarrollaremos el primero para lo cual se

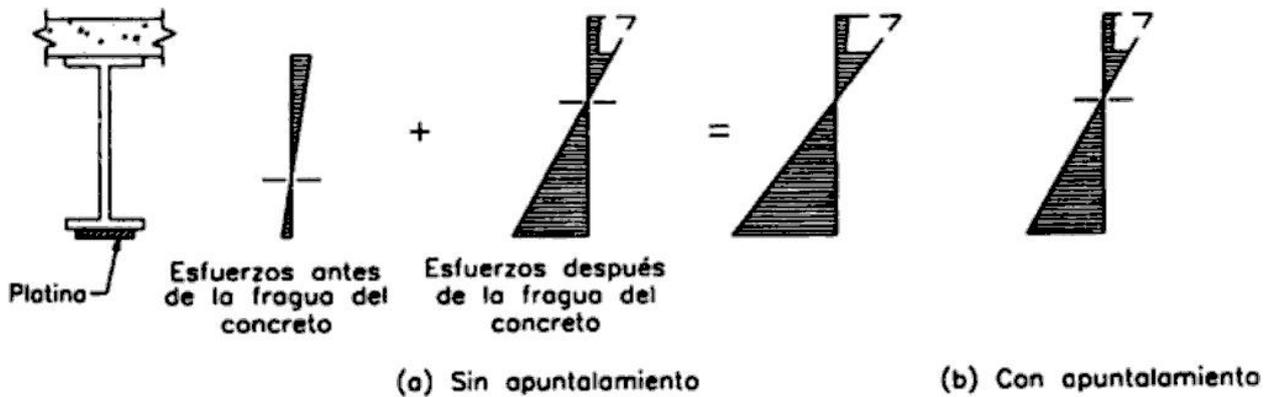


Figura 17.3. Distribución de esfuerzos en vigas compuestas construídas con y sin apuntalamiento

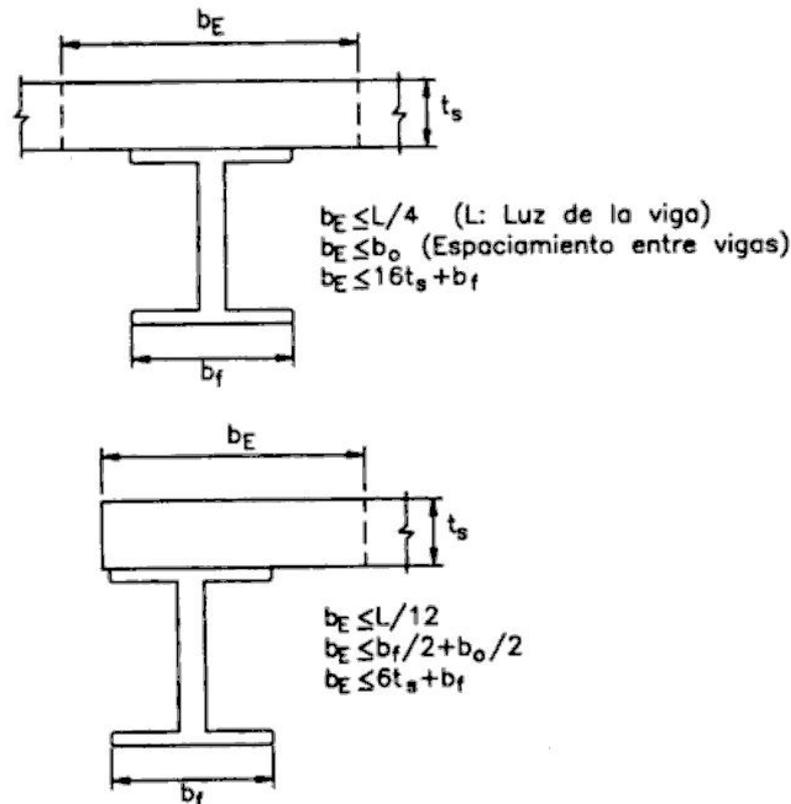


Figura 17.4. Ancho efectivo de la losa que contribuye a la resistencia de la viga

hace uso del concepto de sección transformada, como se aprecia en la figura 17.5. El centro de gravedad de esta sección corresponde al eje neutro de la viga. Si éste se ubica en la losa, el concreto debajo de él no aporta resistencia a la pieza. Por ello, debe procurarse que las dimensiones del elemento sean tales que se ubique en el perfil metálico y de este modo, todo el concreto se encuentre comprimido. Para lograr que el eje neutro descienda se suele soldar platinas en la base del perfil como se muestra en la figura 17.6.

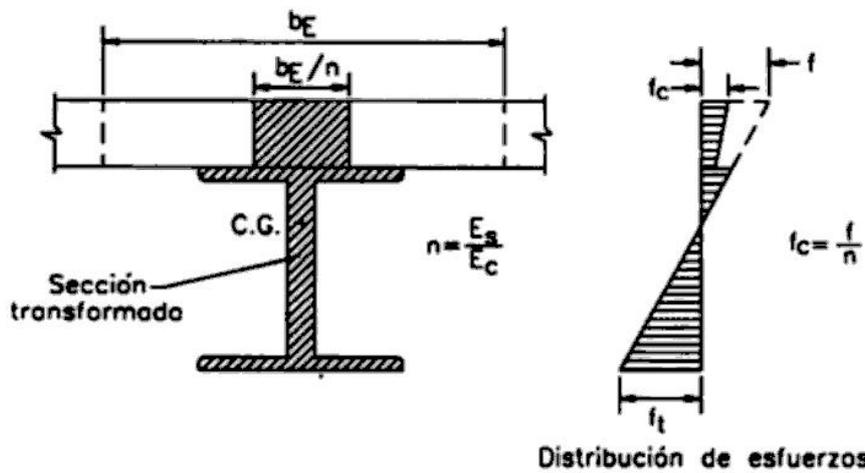


Figura 17.5. Sección transformada para el diseño de vigas compuestas

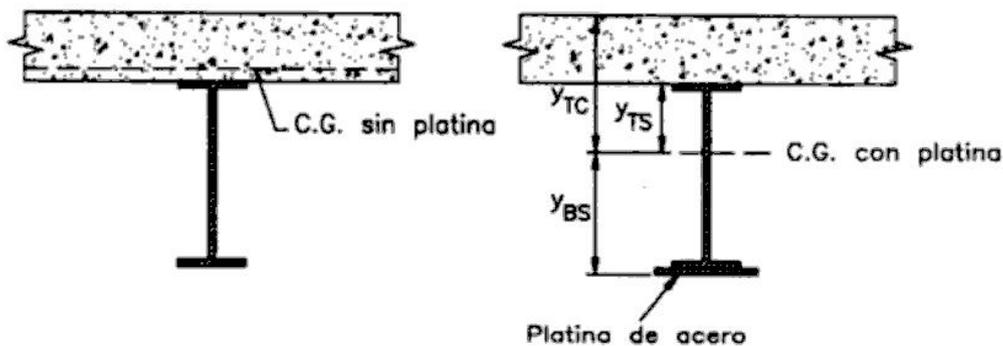


Figura 17.6. Platinas soldadas en la base del perfil metálico para hacer descender el eje neutro de la sección compuesta

Para el diseño se debe verificar que:

- Si la viga se apuntala durante el procedimiento constructivo

$$f_{Tc} = \frac{(M_1 + M_2)y_{Tc}}{nI} \leq 0.45f'_c \quad (17-1)$$

$$f_{Ts} = \frac{(M_1 + M_2)y_{Ts}}{I} \leq 0.4F_y \quad (17-2)$$

$$f_{Bs} = \frac{(M_1 + M_2)y_{Bs}}{I} \leq 0.4F_y \quad (17-3)$$

- donde:
- f_{Tc} : Esfuerzo de compresión en la fibra extrema del elemento.
 - f_{Ts} : Esfuerzo de compresión en el acero en la superficie de contacto acero-concreto.
 - f_{Bs} : Esfuerzo de tracción en la fibra extrema del elemento de acero.
 - M_1 : Momento debido a las cargas aplicadas antes que el concreto ha alcanzado el 75% de su resistencia.

M_2 : Momento debido a las cargas aplicadas después que el concreto ha alcanzado el 75% de su resistencia.

y_{Tc} : Distancia del eje neutro a la fibra extrema de la losa de concreto.

y_{Ts} : Distancia del eje neutro a la superficie de contacto acero-concreto.

y_{Bs} : Distancia del eje neutro a la fibra extrema en tracción del perfil metálico.

I : Momento de inercia centroidal de la sección transformada.

F_y : Esfuerzo de fluencia del perfil de acero estructural.

n : Relación modular entre el acero y el concreto.

f'_c : Resistencia del concreto a la compresión.

Como se aprecia, se está considerando que la sección compuesta resiste todas las cargas.

- Si el perfil metálico no se apuntala durante el vaciado de la losa, se deben verificar las siguientes condiciones:

Antes de la fragua del concreto:

$$f_{Ts} = \frac{M_1 y_T}{I_s} \leq 0.4F_y \quad (17-4)$$

$$f_{Bs} = \frac{M_1 y_B}{I_s} \leq 0.4F_y \quad (17-5)$$

Después de la fragua del concreto:

$$f_{Tc} = \frac{M_2 y_{Tc}}{nI} \leq 0.45f'_c \quad (17-6)$$

$$f_{Ts} = \frac{M_1 y_T}{I_s} + \frac{M_2 y_{Ts}}{I} \leq 0.4F_y \quad (17-7)$$

$$f_{Bs} = \frac{M_1 y_B}{I_s} + \frac{M_2 y_{Bs}}{I} \leq 0.4F_y \quad (17-8)$$

donde: I_s : Momento de inercia centroidal del perfil de acero.

y_T : Distancia de la fibra superior del perfil de acero a su centro de gravedad.

y_B : Distancia de la fibra inferior del perfil de acero a su centro de gravedad.

En este caso se considera que la sección de acero resiste parte de la carga sola y que la sección compuesta resiste la diferencia.

Es importante destacar que el esfuerzo admisible asignado al acero estructural en las expresiones anteriores es bastante conservador y puede ser incrementado si esto se justifica.

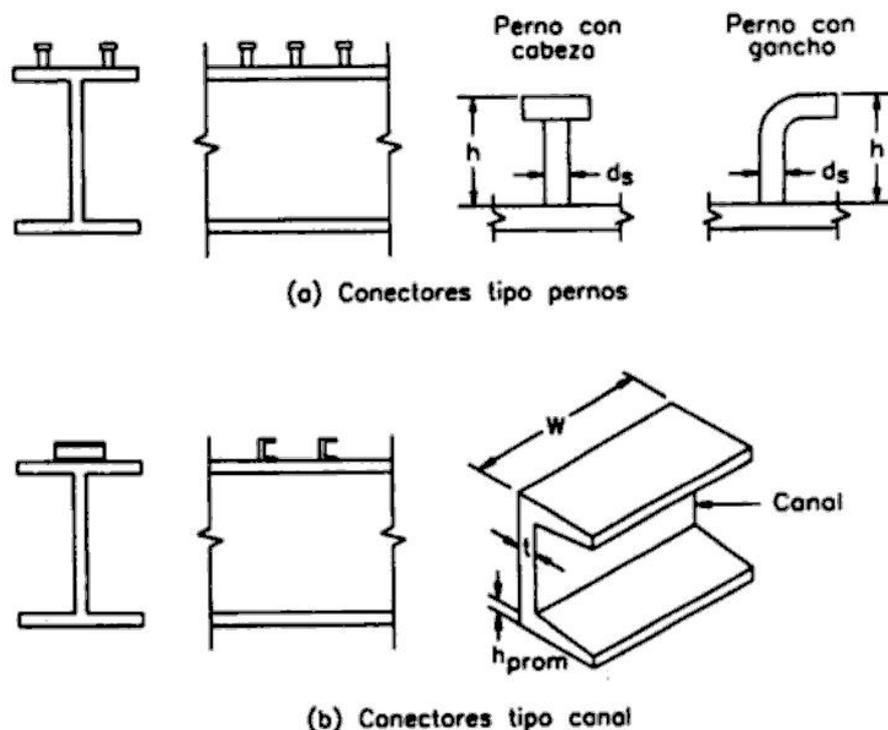


Figura 17.8. Distribución de los conectores de corte sobre el perfil de acero

Método del AISC

El AISC establece que los conectores deben diseñarse para resistir la fuerza V_h . Asumiendo que la fibra neutra coincide con la superficie de contacto acero-concreto, V_h está dada por la menor de:

$$V_h = \frac{0.85f'_c A_c}{2} \quad (17-9)$$

$$V_h = \frac{A_s F_y}{2} \quad (17-10)$$

donde: V_h : Fuerza cortante horizontal entre la sección de momento máximo y la sección de momento nulo.

A_c : Área del concreto en compresión.

A_s : Área del perfil de acero.

Las expresiones (17-9) y (17-10) dependen de la resistencia última de la pieza, expresadas en función del concreto y del acero respectivamente. La fuerza horizontal total se ha dividido entre dos para obtener los valores correspondientes a cargas de servicio.

La resistencia de los conectores, q , en kilogramos, se presenta en la Tabla 17.1.

Método del AASHTO

El procedimiento de diseño propuesto por el AASHTO consiste en diseñar los conectores por fatiga y efectuar una verificación por resistencia última.

El rango de variación del esfuerzo cortante horizontal está dado por la siguiente expresión:

$$S_r = \frac{V_r Q}{I} \quad (17-13)$$

donde: S_r : Rango de variación del esfuerzo cortante horizontal, en kips/pulgada, en la superficie de contacto losa-viga en la sección en consideración.

V_r : Rango de variación de la fuerza cortante debido a cargas vivas y de impacto, en kips. Se tomará como la diferencia entre el mayor y menor esfuerzo cortante de la envolvente de cargas.

Q : Momento estático respecto al eje neutro del área transformada de concreto o del refuerzo negativo en caso que exista, en pulgadas³.

I : Momento de inercia de la sección compuesta transformada, en pulgadas⁴.

El rango de variación del esfuerzo cortante horizontal admisible es:

- Para conectores tipo canal $Z_r = BW$
- Para pernos soldados $Z_r = \alpha d^2$

donde: W : Longitud del conector tipo canal, en pulgadas.

d : Diámetro de los pernos, en pulgadas.

α : 13000 100000 ciclos

10600 500000 ciclos

7850 2000000 ciclos

5500 Más de 2000000 ciclos

B : 4000 100000 ciclos

3000 500000 ciclos

2400 2000000 ciclos

2100 Más de 2000000 ciclos

H : Altura de los pernos.

El número de conectores requeridos será:

$$N = \frac{S_r}{Z_r}$$

La verificación por resistencia última se efectúa haciendo uso de la siguiente fórmula:



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

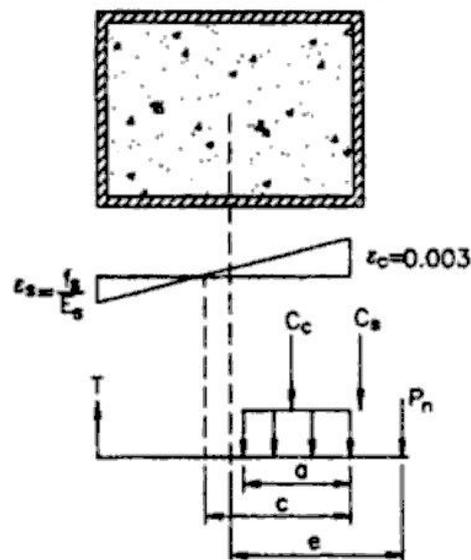


Figura 17.10. Columna compuesta constituida por un perfil tubular y sus diagramas de deformaciones y esfuerzos

17.2.2 Columnas compuestas con refuerzo en espiral

El código recomienda que en estos elementos la resistencia del concreto sea mayor que 175 kg/cm^2 y el esfuerzo de fluencia del acero del perfil menor que 3500 kg/cm^2 .

El refuerzo en espiral deberá cumplir los requerimientos mínimos presentados en la sección 10.3.2 y deberá ubicarse dentro del refuerzo en espiral. La cuantía de refuerzo longitudinal respecto a la sección bruta de concreto no deberá ser menor que 0.01 ni mayor que 0.08. Este acero se incluirá en el cálculo de A_g e I_g .

Versiones anteriores del código limitaban el área del perfil de acero a un 20% del área de la sección bruta de concreto. Además, la distancia entre éste y la espiral debía ser mayor que 7.5 cm. salvo en los extremos de las alas de vigas I en las que esta distancia se podía reducir a 5 cm. como se muestra en la figura 17.11.

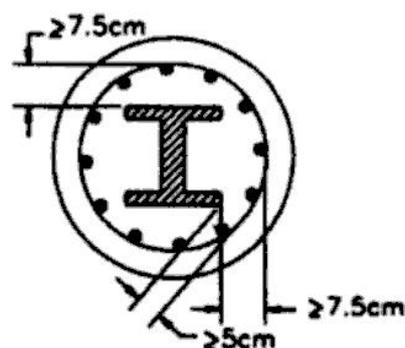


Figura 17.11. Espaciamiento entre el perfil de acero y el refuerzo en espiral de una columna compuesta

17.2.3 COLUMNAS COMPUESTAS CON ESTRIBOS

En este tipo de columnas, las limitaciones en torno a la resistencia del concreto, al esfuerzo de fluencia del acero y a la cuantía de refuerzo longitudinal, son similares a las presentadas en la sección anterior.

Los estribos deberán rodear completamente el perfil de acero estructural. Su diámetro no será menor que 1/50 la mayor dimensión de la sección transversal, ni que el correspondiente a las varillas #3. No es necesario que los estribos sean de denominación mayor que la #5. El espaciamiento vertical entre estribos será:

$$s \leq 16d_{b \text{ longitudinal}}$$

$$s \leq 48d_{b \text{ estribo}}$$

$$s \leq 1/2 \text{ menor dimensión de la sección transversal}$$

Se colocará por lo menos, una varilla longitudinal en cada esquina del estribo de la columna. La cuantía de las barras longitudinales será $>1\%$ y $<8\%$.

Las varillas ubicadas dentro de los estribos se considerarán para el cálculo de A_{sx} , pero no para el cálculo de I_{sx} en la evaluación de los efectos de esbeltez de la columna.

17.3 ELEMENTOS COMPUESTOS DE CONCRETO SOMETIDOS A FLEXIÓN

Los elementos compuestos de concreto están constituidos por vigas de concreto prefabricadas o vaciadas en lugar en tiempo distinto que las losas con las que se combinan para resistir las cargas como una unidad. Las piezas pueden ser vaciadas a pie de obra, en planta o "in situ" a dos tiempos. El segundo procedimiento es más conveniente porque se puede efectuar un mejor control de calidad del producto.

El código del ACI incluye recomendaciones para el diseño de estos elementos en el capítulo 17. Las estructuras compuestas se analizan, primero, a nivel de miembros constitutivos y después, como un todo global. Las piezas se deberán diseñar para soportar todas las cargas a las que está sometida antes que el miembro funcione como una unidad.

La resistencia a la flexión y al corte vertical se determinará con las expresiones presentadas en los capítulos 5 y 6. Es usual que la viga y la losa sean de concretos de diferentes calidades. En este caso, se hará uso de la sección transformada que se muestra en la figura 17.12 y se diseñará como si se tratara de una sección de un solo tipo de concreto.

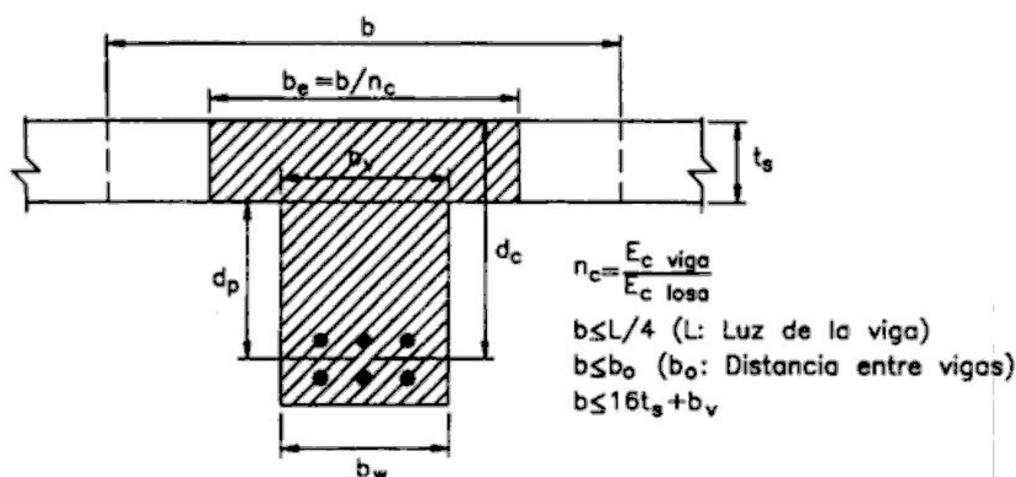


Figura 17.12. Sección transformada para el diseño de elementos compuestos de concreto de diferentes calidades

17.3.1 Esfuerzo cortante horizontal

Los elementos compuestos de concreto también deben diseñarse para resistir la fuerza cortante horizontal o longitudinal en la superficie de contacto. En algunos casos no se requerirá de refuerzo adicional al calculado por cortante vertical pero en otros, éste deberá ser incrementado.

Por simplicidad, se asumirá que el eje neutro de la sección coincide con la superficie de contacto y el esfuerzo cortante en él es igual a:

$$v = \frac{VQ}{Ib_v}$$

donde: V : Fuerza cortante en la sección analizada.
 Q : Momento estático de la sección transformada respecto al eje neutro.
 I : Momento de inercia de la sección transformada respecto al eje neutro.
 b_v : Ancho de la superficie de contacto.

Además:

$$Q = \frac{1}{2} \left(\frac{b_e}{n_c} \right) t^2 + nA_s(d_c - t)$$

$$I = \frac{1}{3} \left(\frac{b_e}{n_c} \right) t^3 + nA_s(d_c - t)^2$$

$$\frac{I}{Q} = \frac{2}{3} t + (d_c - t) = \frac{t}{3}$$

donde: d_c : Peralte efectivo de la sección.

Luego:

$$v = \frac{VQ}{Ib_v} = \frac{V}{(d_c - t/3)b_v} \approx \frac{V}{d_c b_v}$$

La superficie de contacto trabaja a corte-fricción, sometida a un esfuerzo cortante horizontal unitario igual a v . Por ello, el código establece la resistencia al corte horizontal, V_{nh} , en términos de d_c y b_v . Esta resistencia es función de las características de la superficie de contacto y del refuerzo que la atraviesa. Se tiene que:

- Si la superficie está limpia e intencionalmente rugosa con rugosidades mayores que 6.4 mm..... $V_{nh} = 5.6 b_v d_c$
- Si la superficie está limpia pero no intencionalmente rugosa y cuenta con refuerzo transversal mínimo (Ver sección 6.3)..... $V_{nh} = 5.6 b_v d_c$
- Si la superficie está intencionalmente rugosa con rugosidades mayores que 6.4 mm. y cuenta con refuerzo transversal mínimo..... $V_{nh} = (18.3 + 0.6 \rho_v f_y) \lambda b_v d_c$

donde $\rho_v = A_v/b_v s$ y λ como especificado para corte fricción:

$$\lambda = 1.00 \text{ para concreto normal}$$

$$\lambda = 0.85 \text{ para concreto con piedra liviana}$$

$$\lambda = 0.75 \text{ para concreto liviano}$$

En todo caso $V_{nh} \leq 35.2 b_v d_c$

Si $V_u > 35.2 \phi b_v d_c$ la sección se analizará para corte fricción.

Se debe garantizar que:

$$V_u \leq \phi V_{nh} \quad (17-20)$$

(Ec. 17-1 ACI)

donde: V_u : Fuerza cortante factorizada en la sección en estudio.

ϕ : Factor de reducción de resistencia igual a 0.75 pues se está analizando esfuerzos de corte.

La fuerza cortante horizontal total en el tramo analizado es igual a la suma de los esfuerzos cortantes horizontales en la superficie de contacto A_c del elemento compuesto (ver figura 17.13). La fuerza total será igual al área bajo la gráfica de esfuerzos cortantes, en el tramo en consideración, multiplicada por b_c . Es una práctica usual analizar el corte horizontal en el tramo limitado por la sección de fuerza cortante máxima y la de fuerza cortante nula. En este caso, se puede tomar:

$$\frac{V_u}{\phi} = C_{max} \text{ o } T_{max}$$

18. Tanques

Los tanques son estructuras cuya función es almacenar líquidos. Son de tres tipos: enterrados, superficiales o elevados. Los primeros están constituidos por piscinas, cisternas, reservorios de agua potable, etc. Los segundos son aquellos que están apoyados sobre la superficie del terreno y son utilizados como una alternativa a los tanques enterrados cuando el costo de la excavación del terreno es elevado o cuando se desea mantener la altura de presión por la topografía del terreno. Los tanques elevados se emplean cuando se necesita elevar la altura de presión del agua para su distribución. Son de diferentes tamaños dependiendo del volumen de líquido que almacenarán y esto condiciona su forma como se mostrará más adelante. En la figura 18.1 se muestran algunos tipos de tanques. Los tanques también se clasifican por su forma en planta en: cuadrados, rectangulares o circulares.

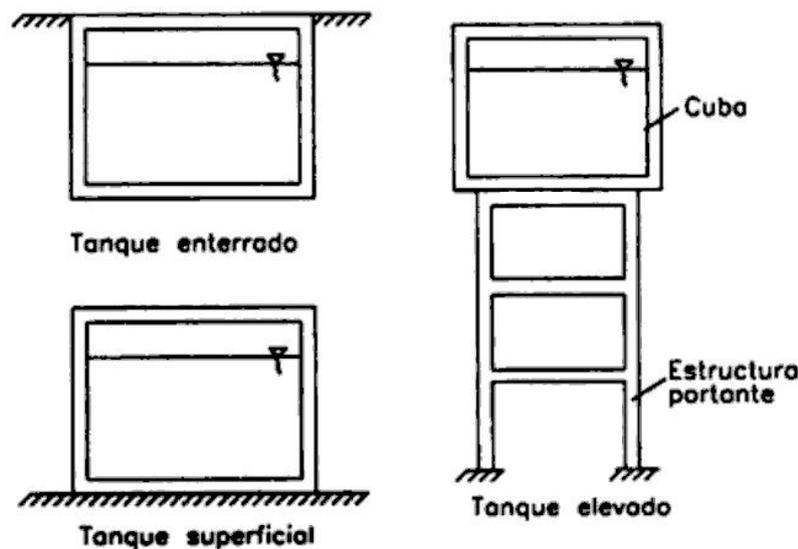


Figura 18.1. Tipos de tanques

Los tanques deben proyectarse y construirse buscando garantizar su hermetismo. Esto se consigue controlando el fisuramiento del concreto, ubicando, diseñando y detallando juntas, distribuyendo convenientemente el refuerzo, etc. Para el diseño, algunos autores recomiendan emplear el método elástico. De este modo, controlan directamente el esfuerzo de trabajo del acero manteniéndolo en límites que no agudicen el agrietamiento del concreto. Sin embargo, el ACI recomienda tanto el método de diseño a la rotura como el método elástico, presentando algunos criterios adicionales a ser tomados en cuenta en este tipo de estructuras.

En el presente capítulo se desarrollarán los criterios propuestos por el código del ACI para el diseño de tanques por el método de diseño a la rotura.

18.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO

18.1.1 Recubrimiento del refuerzo

Para las estructuras retenedoras de líquidos, el ACI sugiere los recubrimientos mínimos mostrados en la Tabla 18.1.

Condiciones	Recubrimiento (cm)
Losas: <ul style="list-style-type: none"> • Bajo condiciones secas: <ul style="list-style-type: none"> Varillas #14 y # 18 Varillas #11 y menores • Concreto en contacto con el terreno, agua, intemperie, aguas servidas vaciado contra encofrado; concreto en elementos apoyados sobre losas de cimentación o que soportan terreno: <ul style="list-style-type: none"> Varillas #5 y menores Varillas #6 a #18 	
Vigas y columnas: <ul style="list-style-type: none"> • Bajo condiciones secas: <ul style="list-style-type: none"> Estribos Refuerzo principal • Superficies en contacto con el terreno, agua, intemperie: <ul style="list-style-type: none"> Estribos Refuerzo principal 	
Muros: <ul style="list-style-type: none"> • Bajo condiciones secas: <ul style="list-style-type: none"> Varillas #11 y menores Varillas #14 y #18 • Superficies expuestas al terreno, agua, aguas servidas, intemperie, vaciadas contra encofrado: <ul style="list-style-type: none"> Tanques circulares Otros 	
Zapatas: <ul style="list-style-type: none"> • Superficies vaciadas contra encofrado apoyadas en losas de cimentación: • Superficies vaciadas directamente contra el terreno y en contacto con él: • Refuerzo en la cara superior de la zapata • Zapatas sobre pilotes 	

Tabla 18.1 Recubrimientos mínimos del refuerzo en estructuras retenedoras de líquidos.

18.1.2 Método de diseño a la rotura

Las combinaciones de carga presentadas en el capítulo 1 serán utilizadas para el diseño de estructuras retenedoras de líquidos con la única diferencia que el factor de amplificación del empuje hidrostático será 1.7 y no 1.4, en las expresiones (1-9) y (1-10).

Adicionalmente, las cargas amplificadas evaluadas a través de las expresiones planteadas en el capítulo 1, serán incrementadas por los coeficientes de durabilidad presentados en la Tabla 18.2

Solicitud	Coefficiente de durabilidad
Refuerzo provisto por flexión	1.30
Refuerzo provisto para resistir tensión pura	1.65
Refuerzo provisto por corte	$1.3(V_u - \phi V_c)$
Concreto sometido a compresión	1.00

Tabla 18.2 Coeficientes de durabilidad

18.1.3 Control de rajaduras

El control de rajaduras se efectúa siguiendo el procedimiento presentado en el capítulo 8 y con los anchos mínimos de rajaduras allí indicados. Con ellos se determina el espaciamiento máximo entre armaduras.

18.1.4 Juntas y detallado de las uniones

El concreto, por su naturaleza, es un material que está sometido a continuos cambios de volumen los cuales son respuesta a cambios de humedad y temperatura. Para evitar el agrietamiento que esto ocasiona es necesario proveer juntas de contracción. En la figura 18.2 se muestra algunos tipos de juntas que se utilizan en tanques. El ancho de estas juntas depende de la magnitud del desplazamiento que se espera en la estructura.

El detallado de la unión de la base y las paredes del tanque también es muy importante para garantizar el almacenamiento del líquido. En la figura 18.3 se muestran algunos tipos de uniones pared-base. El primero permite deslizamiento entre ambos, el segundo actúa como un apoyo rotulado y el tercero, como uno empotrado. Este último es el más usado.

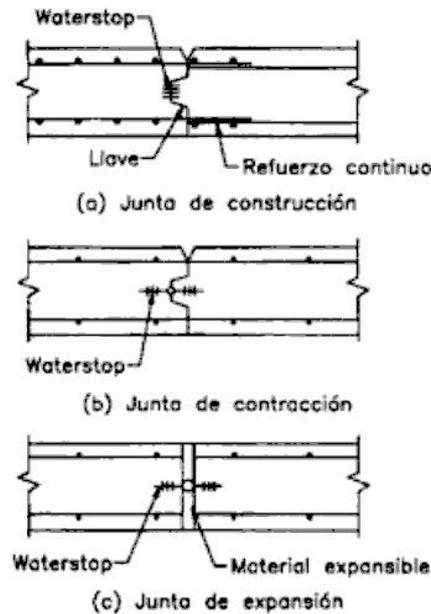


Figura 18.2. Tipos de juntas utilizadas en tanques

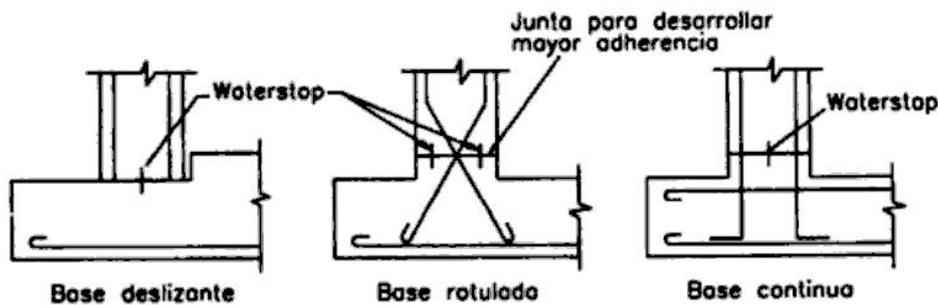


Figura 18.3. Tipos de juntas en tanques

18.2 ANÁLISIS DE TANQUES RECTANGULARES Y CIRCULARES

Los tanques rectangulares trabajan principalmente a flexión y corte mientras que los circulares, a tracción pura, cuando son superficiales o elevados y a compresión para cuando son enterrados.

18.2.1 Tanques rectangulares

Las paredes, la base y la tapa de los tanques rectangulares son losas sometidas cargas uniformemente distribuidas, triangulares o trapezoidales. Dependiendo de sus dimensiones, experimentan flexión en una o dos direcciones. Conservadoramente, se puede considerar que estos elementos trabajan en ambas direcciones independientemente, analizando la flexión primero en una dirección y luego en la otra. Las fuerzas internas se calculan resolviendo los marcos obtenidos de cortes horizontales y verticales, como se muestra en la figura 18.4. Este procedimiento de análisis suele dar como resultado armaduras excesivas. Sin embargo, en tanques pequeños un análisis más exhaustivo no reduce considerablemente la cantidad de refuerzo ya que el diseño se ve dominado por el control del fisuramiento.

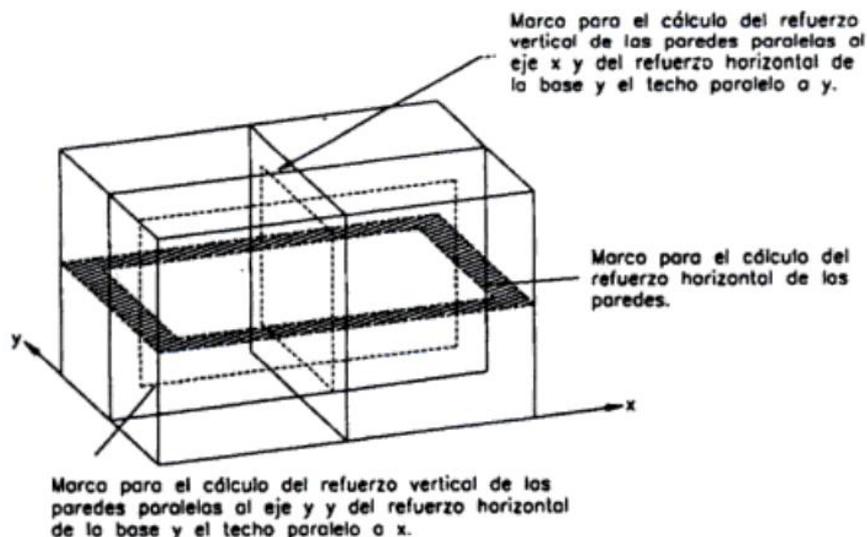


Figura 18.4. Secciones a considerar para el análisis de tanques rectangulares

En tanques grandes, un análisis más cuidadoso es justificable pues la cantidad de acero que puede ser ahorrada es considerable. Para ello, se toma en cuenta que las paredes, base y techo del tanque trabajan como losas armadas en dos sentidos.

Por las características geométricas de estas estructuras y el tipo de carga a que están sometidas, no es posible emplear los métodos de diseño propuestos en el capítulo 15. En estos casos se emplean tablas como las mostradas en el apéndice E en las cuales se muestran los esfuerzos que se desarrollan en diversos puntos de las losas, con diferentes condiciones de apoyo, sometidas a diversos tipos de carga.

Las paredes se analizan como losas con dos lados continuos los que corresponden a las paredes adyacentes a ellas. La condición de apoyo de sus otros dos lados depende de cada caso particular. Si el tanque es cuadrado, los momentos en las paredes adyacentes serán iguales y la esquina no rotará. Sin embargo, en el caso de un tanque rectangular, los momentos en dos paredes adyacentes no serán iguales y para conservar el equilibrio será preciso efectuar una redistribución de momentos en función a sus rigideces. Puesto que los momentos varían a lo alto del tanque, la redistribución se efectuará en varios niveles. Los esfuerzos en los puntos interiores de la losa, se ajustarán acorde con la variación de éstos en sus extremos.

Todas las caras de un tanque, además de los esfuerzos de flexión y corte, soportan fuerzas de tracción o compresión provenientes de las reacciones de las caras perpendiculares.

El acero necesario para soportar estas tracciones debe sumarse el necesario para la flexión y el concreto de la sección debe estar capacitado para resistir la compresión adicional.

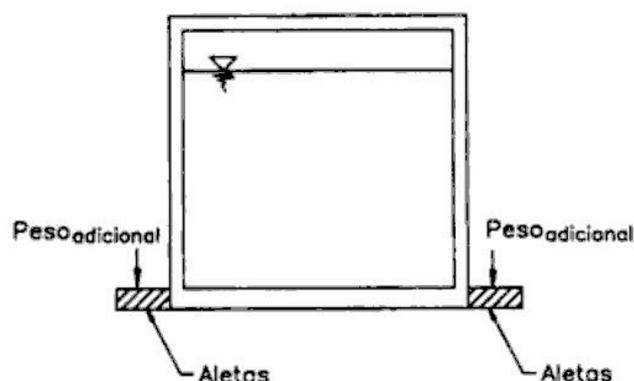
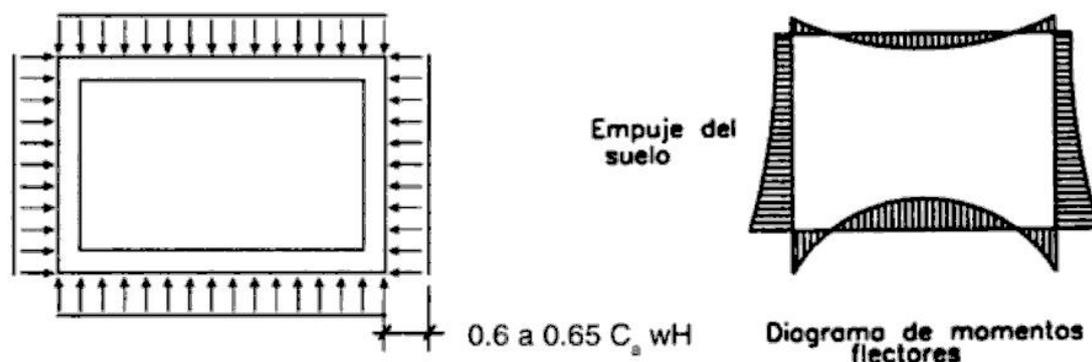


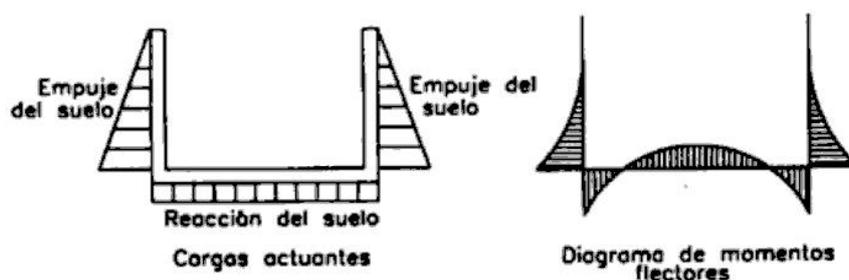
Figura 18.6. Aletas en la base de tanques para mejorar su estabilidad

La condición de carga crítica para el diseño de tanques enterrados se presenta cuando el tanque está vacío. Sobre el techo, si está presente, actúa su peso propio, el peso del piso terminado y la sobrecarga. En las paredes actúa el empuje del suelo y el empuje de la sobrecarga del terreno, y en la base, la reacción del suelo correspondiente al peso de las paredes, del techo y a las cargas que actúan sobre éste. El peso propio del fondo no genera flexión sobre sí mismo.

Las fuerzas internas se determinan con los procedimientos presentados en la sección precedente. En la figura 18.7 se muestran los diagramas de momentos típicos de tanques rectangulares enterrados analizados por el método simplificado. Como se puede apreciar, la presencia de tapa en el depósito modifica el comportamiento de éste y por lo tanto la distribución del acero. El cálculo del refuerzo se efectúa siguiendo los criterios presentados en los capítulos 4, 5 y 9.



(a) Tanque con tapa



(b) Tanque sin tapa

Figura 18.7. Análisis de tanques enterrados



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Las paredes, además del refuerzo requerido por el empuje hidrostático del agua, deben diseñarse para soportar tanto la carga que le transmite el techo como la que le transmite la losa de fondo. De ser el caso, se diseñan como vigas peraltadas y se calculan siguiendo los criterios presentados en la sección 6.4 que se apliquen a este caso. Las cargas a considerar serán las mostradas en la figura 18.10.

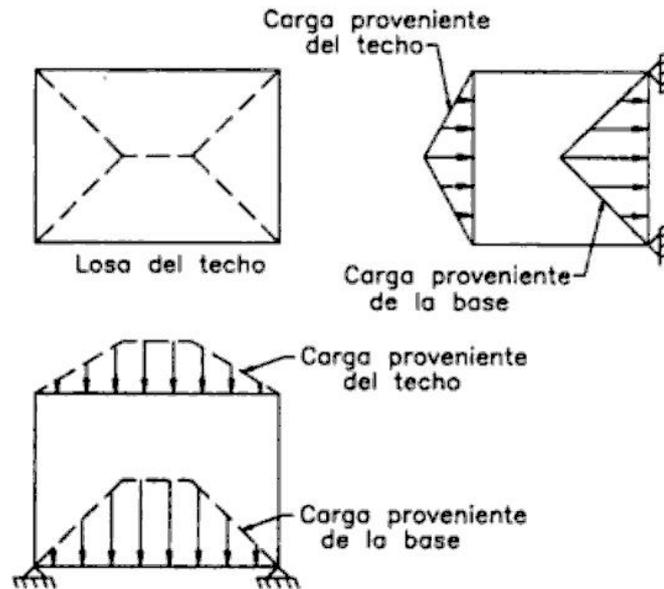


Figura 18.10. Cargas transmitidas a las paredes de la cuba

18.5.2 Diseño de la estructura portante

Los tanques elevados apoyados en columnas arriostradas se caracterizan porque son estructuras con gran masa concentrada en su parte superior y una estructura portante flexible. Por ello, la sollicitación más importante para el diseño de la estructura portante es la condición que incluye las cargas sísmicas. Dado que la mayor parte del peso del tanque está ubicado en la cuba, se puede considerar que la fuerza sísmica actúa sobre el centro de gravedad de ésta.

Las columnas se diseñan para resistir el peso de la cuba y los esfuerzos generados por la carga sísmica que dependerá de la ubicación y del terreno pero se recomienda que siempre sea mayor que 20% de las cargas verticales. Para su predimensionamiento se puede asumir que toda la estructura del tanque es una viga en voladizo. Bajo esta suposición, las cargas axiales en las columnas se determinan en función a la distancia del elemento al eje neutro del conjunto, el cual es también su eje de simetría. En la figura 18.11.a se muestra una distribución de cuatro columnas y el eje neutro está trazado en líneas punteadas. El momento de inercia del conjunto respecto al eje neutro, despreciando la inercia propia de las columnas es:



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

19. Silos

Los silos son depósitos verticales que sirven para almacenar materiales granulares en estado seco. El llenado del material se efectúa por la parte superior y en la inferior, la estructura cuenta con tolvas o embudos para el vaciado. En la figura 19.1 se muestran algunos tipos comunes de silos. Los silos pueden construirse individualmente o agrupados.

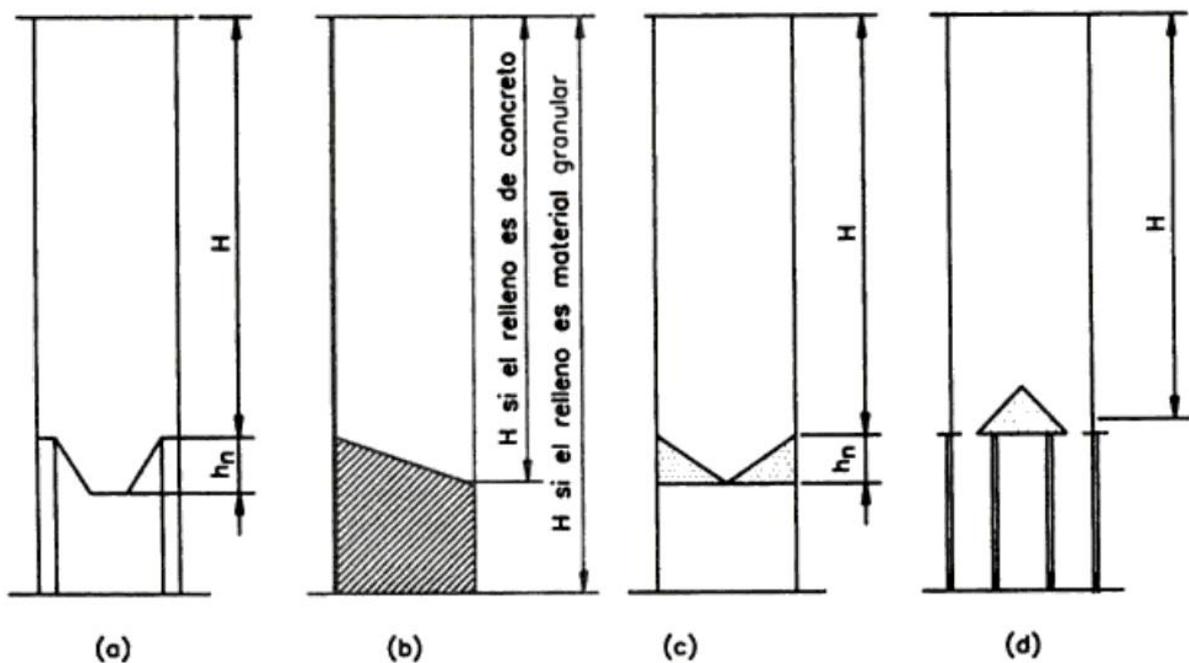


Figura 19.1. Tipos de silos

Al vaciar el material almacenado en los silos, puede observarse dos tipos de comportamiento denominados: flujo de embudo y flujo masivo. En el primero, parte del material vaciado está en reposo en determinados momentos mientras que en el segundo, toda la masa está siempre en movimiento. La ocurrencia de uno u otro caso depende de las características geométricas del depósito y del ángulo de fricción interna del material. En la figura 19.2 se indica qué tipo de comportamiento se espera para determinadas características del fondo del silo. Las regiones sombreadas corresponden a los elementos en los cuales el tipo de flujo es incierto. Esto debe evitarse pues conduce a presiones asimétricas en las paredes de la estructura lo que les puede ocasionar serios daños.

El procedimiento de diseño presentado en la presente capítulo es el propuesto por el ACI (Ref. 5).

19.1 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas que actúan sobre los silos son fundamentalmente: el peso propio y la presión ejercida por el material almacenado. También están presentes las cargas de sismo y viento. Si la temperatura del material almacenado es diferente que la del medio que rodea el silo, se generan esfuerzos en la estructura. Este efecto también debe tenerse en cuenta para el diseño.

19.1.1 Presión ejercida por el material almacenado

La presión ocasionada por materiales en reposo puede ser evaluada a través de dos teorías. La primera fue presentada por Janssen y la segunda, por Reimbert. En la Tabla 19.1 se presentan las expresiones utilizadas para la determinación de la presión vertical, lateral y la fuerza de fricción vertical según ambas propuestas.

	Fuerza ejercida a una profundidad Y	
	Janssen	Reimbert
Presión vertical, q	$\gamma Y_0 (1 - e^{-Y/Y_0})$	$\gamma \left[Y \left(\frac{Y}{C} + 1 \right)^{-1} + \frac{h_s}{3} \right]$
Presión lateral, p	qk	$p_{má} \left[1 - \left(\frac{Y}{C} + 1 \right)^{-2} \right]$
Fuerza vertical de fricción por unidad de ancho, V	$(\gamma Y - 0.8q)R^1$	$(\gamma Y - q)R$

Tabla 19.1 Fuerzas ejercidas por el material en reposo (Ref. 19).

En la Tabla 19.1: γ : Peso específico del material almacenado.

Y : Profundidad del punto analizado.

Y_0 : Parámetro igual a $R/\mu'k$.

R : Radio hidráulico de la sección transversal horizontal del silo igual al cociente entre el área y el perímetro de la sección.

μ' : Coeficiente de fricción entre el material almacenado y la pared del silo.

k : Parámetro igual a $(1 - \text{sen } \rho)/(1 + \text{sen } \rho)$.

¹ La expresión presentada originalmente por Janssen es: $(\gamma Y - q)R$, sin embargo, el ACI ha introducido el factor 0.8 para que estas fórmulas den aproximadamente el mismo valor que las de Reimbert.

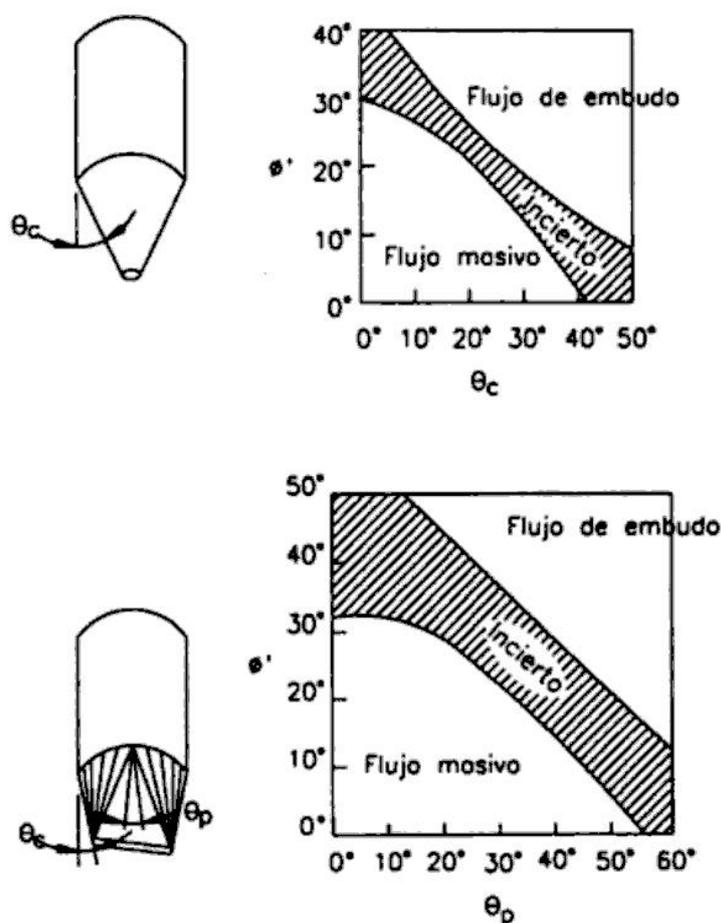


Figura 19.2. Tipos de comportamiento que tiene el material almacenado en silos

- ρ : Ángulo de fricción interna del material almacenado, aproximadamente igual a su ángulo de reposo.
- h_s : Altura de la superficie inclinada del material almacenado.

En la figura 19.3 se muestran más claramente el significado de las variables presentadas. Los parámetros C y $p_{m\acute{a}x}$ utilizados en las fórmulas de Reimbert se presentan en la Tabla 19.2 para silos de diferentes secciones transversales.

Silo	$p_{m\acute{a}x}$	C
Circular	$\frac{\gamma D}{4\mu'}$	$\frac{D}{4\mu' k} - \frac{h_s}{3}$
Poligonal de más de 4 lados	$\frac{\gamma R}{\mu'}$	$\frac{L}{\pi 4\mu' k} - \frac{h_s}{3}$
Rectangular, sobre el lado corto a del silo	$\frac{\gamma a}{4\mu'}$	$\frac{a}{\pi\mu' k} - \frac{h_s}{3}$



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Parte del silo	$\frac{H}{D} < 2$		$2 = \frac{H}{D} < 3$		$3 = \frac{H}{D} < 4$		$4 = \frac{H}{D} < 5$		$\frac{H}{D} \geq 5$	
	J	R	J	R	J	R	J	R	J	R
Zona superior de altura H_1	1.35	1.10	1.45	1.20	1.50	1.25	1.60	1.30	1.65	1.35
Zona siguiente de altura $(H-H_1)/4$	1.45	1.20	1.55	1.30	1.60	1.35	1.70	1.40	1.75	1.50
Zona siguiente de altura $(H-H_1)/4$	1.55	1.45	1.65	1.55	1.75	1.60	1.80	1.70	1.90	1.75
Zona siguiente de altura $(H-H_1)/4$	1.65	1.65	1.75	1.75	1.85	1.85	1.90	1.90	2.00	2.00
Zona inferior de altura $(H-H_1)/4$	1.65	1.65	1.75	1.75	1.85	1.85	1.90	1.90	2.00	2.00
Tolva o embudo										
Fondo de concreto	1.35	1.50	1.35	1.50	1.35	1.50	1.35	1.50	1.35	1.50
Fondo de acero	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75

Tabla 19.4 Coeficientes de sobrepresión para el cálculo de la presión de vaciado (Ref. 5).

En la Tabla 19.5 se muestran los valores de los coeficientes de impacto de acuerdo a la velocidad de vaciado y al material del fondo del silo.

Relación del volumen vertido en una carga a la capacidad del silo.	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6 y menor
Fondo de concreto	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0
Fondo de acero	1.75	1.6	1.5	1.35	1.25

Tabla 19.5 Coeficientes de impacto para el cálculo de la presión de vaciado (Ref. 5).

Los coeficientes de sobrepresión e impacto estiman el incremento de presiones sobre el silo cuando el dispositivo de salida está centrado. Si la abertura es adyacente a una pared, las presiones sobre ésta se incrementarán. Este incremento se puede considerar igual a un 25% de la presión horizontal estática, es decir, sin amplificarla por los coeficientes de impacto. Para excentricidades menores, se puede interpolar linealmente el incremento de la presión. Desde la parte superior de la tolva hasta una altura igual a D (o al mayor valor entre a y b para silos rectangulares) este incremento puede considerarse constante. Para niveles mayores, el incremento se disminuye linealmente hasta ser nulo en la parte superior del silo. Lo anterior es equivalente a:

ΔT : Diferencia de temperatura, en °F.

ν : Módulo de Poisson del concreto igual a 0.15.

La temperatura de los materiales granulares calientes no es constante y disminuye cerca de las paredes del silo. Por ejemplo, en el caso de cemento caliente, se ha observado que la temperatura disminuye linealmente en una franja de ancho igual a 20 cm. Esta disminución es función de la velocidad de llenado y vaciado del silo, de la temperatura a la cual el material ingresa, de las fluctuaciones de temperatura del medio ambiente y de los coeficientes de conductividad térmica del concreto, el aire y el material almacenado.

La experiencia ha demostrado que una diferencia de temperatura de 80°F no afecta apreciablemente la distribución de esfuerzos en la pared y por lo tanto puede ser ignorada. La temperatura interior de diseño será igual a la temperatura interior menos 80°F. La diferencia de temperatura, ΔT será igual a:

$$\Delta T = (T_{i,\text{diseño}} - T_o) K_T \quad (19-3)$$

donde: $T_{i,\text{diseño}}$: $T_i - 80^\circ\text{F}$.

T_o : Temperatura del medio ambiente en invierno.

K_T : Cociente de la resistividad térmica de la pared entre la suma de las resistividades térmicas de un espesor t_m de material granular, de la pared y de una película superficial de aire externo. La resistividad térmica del aire es igual a $0.17 \text{ ft}^2\text{xhorax}^\circ\text{F/Btu}^2$ y del concreto es igual a $0.08 \text{ ft}^2\text{xhorax}^\circ\text{Fxpulg/Btu}$, por unidad de espesor. Luego:

$$K_T = \frac{0.08t}{t_m R_m + 0.08t + 0.17} \quad (19-4)$$

donde: R_m : Resistividad térmica del material granular por unidad de espesor, en $\text{ft}^2\text{xhorax}^\circ\text{Fxpulg/Btu}$.

t_m : Espesor del material granular en el que la temperatura disminuye linealmente, en pulgadas.

t : Espesor de la pared, en pulgadas.

Si el material almacenado es cemento, el valor de $t_m R_m$ es igual a 3.92. En este caso, la expresión (19-4) queda transformada en:

$$K_T = \frac{0.08t}{0.08t + 4.09} \quad (19-5)$$

² La inversa de la resistividad térmica es la conductividad térmica la cual se define por la cantidad de calor en Btu que fluye en 1 hora a través de una capa de una pulgada de espesor y un pie² de área por cada °F de diferencia entre las dos caras de la superficie.

19.3.2 Determinación del refuerzo requerido en las paredes

Las paredes de un silo pueden estar sometidas a:

1. Tracción pura generada por la fuerza anular F .
2. Flexo-tracción y fuerza cortante en el plano horizontal generada por la fuerza anular F y los momentos flectores generados por la presión horizontal en silos agrupados.
3. Compresión en el plano vertical ocasionada por su peso propio, el peso del techo y la fuerza vertical de fricción entre el material almacenado y la pared. Eventualmente se presenta flexo-compresión.
4. Flexión en el plano de las paredes, cuando están apoyadas en columnas.
5. Flexión generada por diferencia de temperatura.

Refuerzo requerido por tracción, flexo-tracción y fuerza cortante

Si la pared está sometida a tensión pura, el área de acero requerida será:

$$A_s = \frac{F_u}{\phi f_y} \quad (19-6)$$

donde: F_u : Fuerza anular amplificada

ϕ : Factor de reducción de resistencia igual a 0.9 pues es tracción pura.

Si la pared está sometida a flexo-tracción, se presentan dos casos:

1. Caso I: $M_u/F_u \leq t/2 - d''$: toda la sección está a tensión (ver figura 19.5.a). En este caso, la cantidad de refuerzo se obtiene de manera inmediata.

- En el lado cercano a F_u $A_s = \frac{F_u e'}{\phi f_y (d - d')}$
- En el lado opuesto $A'_s = A_s \frac{e''}{e'}$

2. Caso II: $M_u/F_u > t/2 - d''$: parte de la sección está a compresión (ver figura 19.5.b). En este caso se siguen los siguientes pasos:

- Se determina la altura del bloque a compresión, a_c , que corresponde a la cuantía máxima de acero en tensión, es decir, igual a $0.75\bar{\rho}_b$. Esta es igual a:

$$a_c = 0.75\beta_1 \frac{6117d}{f_y + 6117} \quad (19-7)$$

El parámetro β_1 fue definido en el capítulo 5.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Existen varios métodos para estimar el ancho de las grietas. Uno de ellos es el propuesto por Lipnitski, el cual considera por separado el efecto de las cargas a largo plazo y las cargas instantáneas. Por simplicidad se asume que la pared está sometida a tracción pura y que el refuerzo está ubicado al centro de la pared. El ancho total de las fisuras se estima a través de la siguiente expresión:

$$w_{cr} = w_1 - w_2 + w_3 \quad (19-14)$$

- donde:
- w_1 : Ancho de fisura que resultaría de la aplicación, durante un periodo corto, de toda la carga anular, F_{tot} (debida a la presión estática y sobrepresión).
 - w_2 : Porción del ancho de fisura w_1 , debida a la fuerza anular generada por la presión estática, F_{est} , durante el tiempo en que la carga total está actuando.
 - w_3 : Ancho de fisura debida a la aplicación durante un periodo largo de tiempo de la fuerza anular estática, F_{est} .

Los valores de w_1 , w_2 y w_3 se calculan usando la siguiente fórmula:

$$w_n = \psi s_{cr} f_s / E_s \quad (19-15)$$

- donde: ψ : Parámetro que depende de la duración de la aplicación de la carga, periodo corto o largo.

- Si la carga actúa durante un periodo corto:

$$\psi = 1 - 0.7 \left[\frac{0.8 A f_t}{F_{tot} \text{ ó } F_{est}} \right] > 0.3 \quad (19-16)$$

- Si la carga actúa durante un periodo largo:

$$\psi = 1 - 0.35 \left[\frac{0.8 A f_t}{F_{est}} \right] > 0.65 \quad (19-17)$$

A: Área de la sección transversal del silo.

f_t : Resistencia última del concreto a la tensión, el ACI recomienda considerarla igual a $1.2\sqrt{f'_c}$.

s_{cr} : Espaciamiento entre fisuras igual a $Ab/\Sigma o$.

b: Parámetro igual a 0.7 para barras corrugadas y 1.0 para barras lisas.

Σo : Suma de los perímetros de las barras horizontales de refuerzo por altura unitaria de la pared.

El ancho de las fisuras estimado a través de la expresión (19-14) debe ser menor que los máximos recomendados por el ACI.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

19.5 DISEÑO DE LAS VIGAS DE SOPORTE

Las vigas de soporte son las encargadas de cargar la tolva del silo. La viga debe diseñarse para resistir la componente vertical y horizontal de la fuerza meridional de la tolva. Si el centro de gravedad de la viga no está en la proyección de las paredes de la tolva, ésta estará sometida adicionalmente a torsión. En el caso que la viga esté apoyada sobre un muro, la torsión y la flexión en el plano vertical podrán despreciarse.

20. Chimeneas

Las chimeneas son estructuras cilíndricas o tronco-cónicas cuya función es expulsar gases y humos industriales. Actualmente, su construcción se ha incrementado debido a la mayor importancia que se está dando al control de la contaminación del aire. Las chimeneas pueden ser de acero o concreto. El uso de encofrados deslizantes ha logrado que la demanda de las últimas se incremente. Además, las chimeneas de concreto son más rígidas que las chimeneas de acero lo que les permite resistir más eficientemente las cargas horizontales y por ende pueden alcanzar alturas mayores.

En el presente capítulo se presentarán algunas recomendaciones generales para el diseño de chimeneas dentro del marco del estándar ACI-307-98 propuesto por el American Concrete Institute.

20.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO

En esta sección se incluyen algunas recomendaciones generales para el diseño las cuales incluyen características del revestimiento interior, dimensiones de la chimenea, refuerzo, aberturas y deflexiones máximas de la estructura.

20.1.1 Revestimiento interior

La función del revestimiento interior es proteger el concreto de los elementos corrosivos de los gases expulsados y de sus altas temperaturas. Se extiende a todo lo alto de la chimenea y no se coloca adherido al concreto sino que se deja un espacio libre entre ellos o éste se rellena con un material aislante. El revestimiento puede ser de ladrillo refractario o acero.

El revestimiento de ladrillo se apoya en braquetes como el mostrado en la figura 20.1. Los braquetes no son anillos continuos sino están segmentados con una longitud no mayor que 90 cm., de modo que al dilatarse y contraerse no produzcan esfuerzos en la chimenea. Muchas chimeneas revestidas con ladrillo y con aislante compuesto por sílice fundida han presentado signos de ataque ácido en las paredes de concreto, resultado del paso de los gases calientes a través del revestimiento y su condensación sobre el concreto relativamente frío. Para solucionar este problema se está haciendo uso de revestimiento de acero.

El revestimiento de acero ha sido usado con mucho éxito para controlar el ataque ácido del concreto. Puede apoyarse en la parte superior de la chimenea o en su base. El primer caso presenta la ventaja que el acero trabaja a tensión. Sin embargo, presenta la desventaja que la expansión del revestimiento por efecto de temperatura será tomada por la unión cercana al orificio de salida. Cuando el revestimiento se apoya abajo, el acero puede pandear no sólo por efecto de su peso propio sino también por efecto de la diferencia de temperatura entre un lado del revestimiento y el otro.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

En el tramo limitado por el extremo superior de la chimenea y una sección ubicada a $0.2d(h)$ de él o 2.2 m., el que sea mayor, se proveerá el doble de refuerzo horizontal requerido por el cálculo. El término $d(h)$ representa el diámetro exterior en el extremo superior de la chimenea.

20.1.4 Aberturas

Las aberturas de entrada de humos suelen ser rectangulares estando sus lados en proporción de 1:2 a 1:4. Su área es 10% a 20% mayor que la de la abertura de salida. Alrededor de las aberturas se coloca refuerzo adicional como se muestra en la figura 20.2. El acero alrededor de las paredes debe ubicarse lo más cerca posible del borde de la abertura en una distancia menor que $2t$, donde t es el espesor del concreto en la abertura en cm. A ambos lados de ella se colocará refuerzo vertical cuya área será por lo menos igual a la mitad del acero interrumpido por la abertura. Arriba y abajo de ella, también se colocará el refuerzo interrumpido por la abertura pero no menos que:

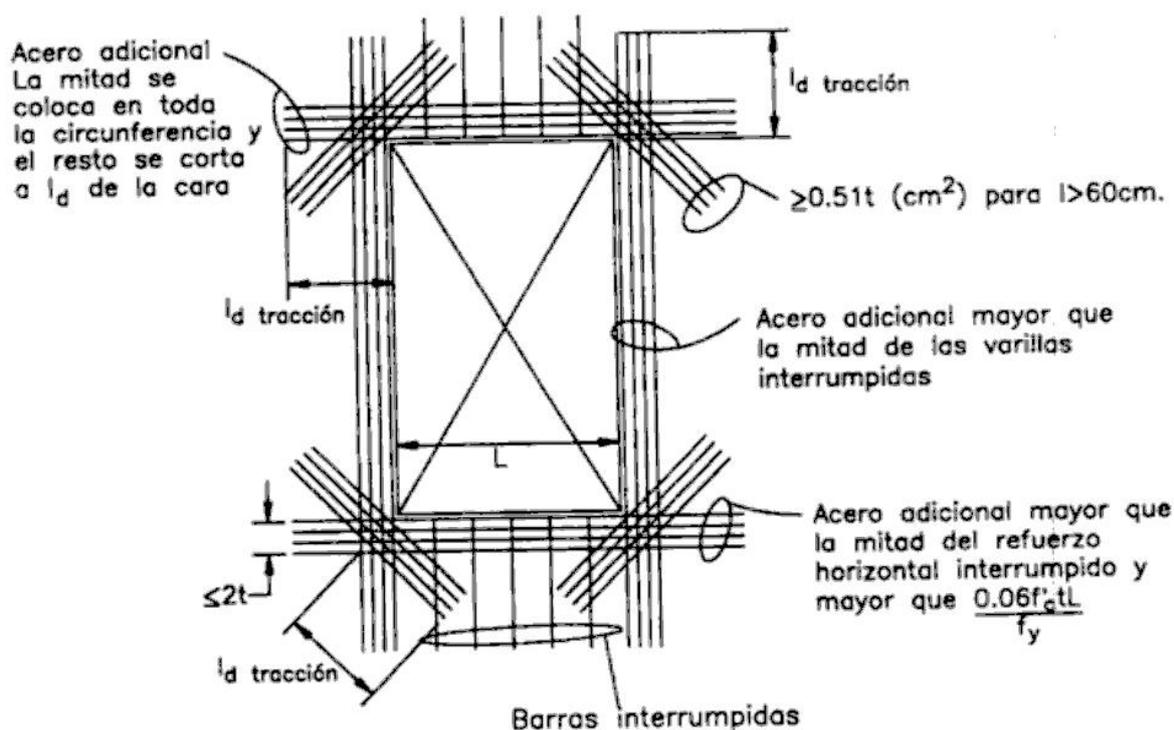


Figura 20.2. Refuerzo adicional colocado alrededor de las aberturas de la chimenea

$$A_s = \frac{0.06f_c'tL}{f_y} \quad (20-1)$$

donde: A_s : Área de refuerzo adicional, en cm^2 .

datos para el diseño final de la chimenea pues son más exactos y laboriosos. El análisis estático equivalente es un método mucho menos exacto que los anteriores. El análisis estático equivalente es un método mucho menos exacto que los anteriores y el nuevo código ACI-307-98 no lo recomienda, sin embargo es útil para un diseño preliminar o para chimeneas de menos de 60 m. Este será el único método desarrollado en el presente trabajo.

El ACI en su edición anterior ACI-307-88 propone una serie de expresiones para el análisis estático equivalente de la chimenea. La aceleración vertical se desprecia y sólo se analiza el efecto de las fuerzas horizontales. El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Estimación del periodo fundamental de vibración de la chimenea.
2. Estimación de la fuerza cortante en la base.
3. Distribución de la fuerza cortante en la base de los diferentes niveles de la chimenea.
4. Determinación de las fuerzas internas en los distintos niveles de la chimenea.

En este diseño para concordar con el ACI-307-88 usaremos unidades inglesas.

Estimación del periodo fundamental de vibración

Para la estimación del periodo fundamental de vibración se hace uso de la siguiente expresión, la cual es válida para chimeneas sin revestimiento interior:

$$T_1 = 5 \frac{h^2}{\bar{d}(b)} \sqrt{\frac{\rho_{ck}}{E_{ck}}} \left[\frac{t(h)}{t(b)} \right]^{0.3} \quad (20-3)$$

- donde:
- T_1 : Periodo fundamental de vibración de la chimenea, en segundos.
 - h : Altura de la chimenea, en pies.
 - $t(h)$: Espesor de la pared en la punta, en pies.
 - $t(b)$: Espesor de la pared en la base, en pies.
 - $\bar{d}(b)$: Diámetro medio en la base, en pies.
 - ρ_{ck} : Densidad del concreto, en kip-seg²/pie⁴, aproximadamente igual a 0.0046 kip-seg²/pie⁴.
 - E_{ck} : Módulo de elasticidad del concreto, en kip/pie².

Si la chimenea cuenta con revestimiento interior deberá analizarse su efecto. Anteriormente, el ACI recomendaba que el periodo obtenido con la expresión (20-3) se multiplicara por el cociente de dividir el peso de la estructura con revestimiento entre su peso sin él, sin embargo esta recomendación no se incluye en la versión vigente.

Estimación de la fuerza cortante en la base

La fuerza cortante en la base se determina a través de las siguientes expresiones propuestas por el ACI:

$$V = Z \times U \times C \times WT \quad (20-4)$$

$$C = 0.13 / \sqrt{T_1} \leq 0.26 \quad (20-5)$$

- donde: V: Cortante en la base, en libras.
 Z: Factor de zona
 U: Factor de uso. Se recomienda tomarlo igual a 2.
 WT: Peso total de la estructura incluyendo el revestimiento si cuenta con él, en libras.

El ACI propone unos factores de zona que no corresponden a nuestras normas por lo que se tomará los propuestos por la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente, es decir, 1 para la zona 1, 0.7 para la zona 2 y 0.3 para la zona 3.

Distribución de la fuerza cortante en la base

La chimenea se dividirá en por lo menos diez segmentos como se muestra en la figura 20.3. La fuerza lateral aplicada en el centro de gravedad de cada uno de ellos se determina a través de la siguiente expresión:

$$F_i = V \frac{WT_i h_i^2}{\sum_{j=1}^{j=n} WT_j h_j^2} \quad (20-6)$$

- donde: h_i : Altura medida desde la base de la chimenea hasta el centro del segmento i -ésimo, en pies.
 WT_i : Peso del segmento i -ésimo de la chimenea incluyendo el revestimiento interior, en libras.

Fuerzas internas en los segmentos de la chimenea

La fuerza cortante en la base del segmento i -ésimo estará dada por:

$$V_{zi} = \left(\sum_{j=1}^{j=n} F_j \right) J_v^z \quad (20-7)$$

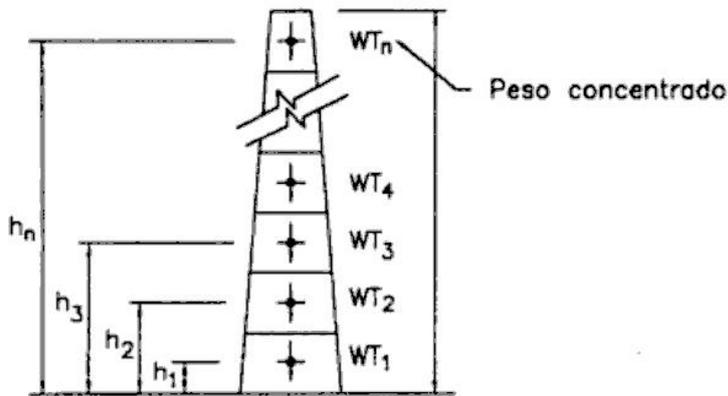
Para $0.5 \leq h_z/h \leq 1.0$,

$$J_v^z = 8(J_v^{\text{top}} - J_v^{0.5h}) \left[(h_z/h) - 0.5 \right]^3 + J_v^{0.5h} \quad (20-8a)$$

Para $0 \leq h_z/h \leq 0.5$,

$$J_v^z = 1 - 2(1 - J_v^{0.5h})(h_z/h) \quad (20-8b)$$

- donde: h_z : Altura medida desde la base de la chimenea hasta la base del segmento i -ésimo.



$$WT = \sum_{i=1}^n WT_{1,2,\dots,n} = WT_1 + WT_2 + \dots + WT_n$$

$$\sum WT_{1,2,\dots,n} \cdot h_{1,2,\dots,n}^2 = WT_1 \cdot h_1^2 + WT_2 \cdot h_2^2 + \dots + WT_n \cdot h_n^2$$

$$F_n = V \frac{WT_n \cdot h_n^2}{\sum WT_{1,2,\dots,n} \cdot h_{1,2,\dots,n}^2}$$

Fuerza sísmica en el nivel Z

$$F_2 = V \frac{WT_2 \cdot h_2^2}{\sum WT_{1,2,\dots,n} \cdot h_{1,2,\dots,n}^2}$$

$$F_1 = V \frac{WT_1 \cdot h_1^2}{\sum WT_{1,2,\dots,n} \cdot h_{1,2,\dots,n}^2}$$

$$M = J_m^z [\sum F_{i,\dots,n} (h_{i,\dots,n} - h_z)]$$

$$= J_m^z [F_1 (h_1 - h_z) + F_2 (h_2 - h_z) + \dots + F_n (h_n - h_z)]$$

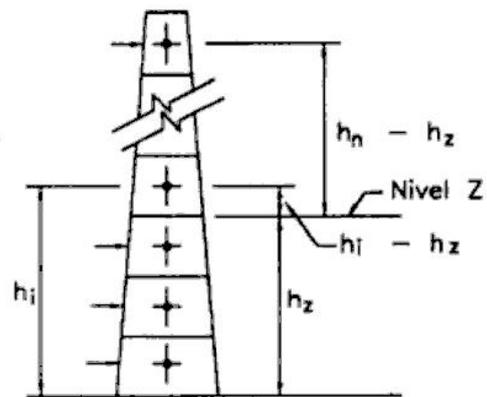


Figura 20.3. Método para distribución del cortante en la base a lo alto de la chimenea

y además:

$$J_v^{\text{top}} = 0.96 + 0.23T_1$$

$$J_v^{0.5h} = 0.43 + 0.5/T_1^{1.5}$$

El momento flector en la base del segmento i -ésimo será:

$$M_{zi} = J_m^z \left(\sum_{j=1}^i F_j (h_j - h_z) \right) \quad (20-9)$$

Para $0.3 \leq h_z/h \leq 1.0$,

$$J_m^z = 2.78(J_m^{0.9h} - J_m^{0.3h}) \left[(h_z/h) - 0.3 \right]^2 + J_m^{0.3h} \quad (20-10a)$$

Para $0 \leq h_z/h \leq 0.3$,

$$J_m^z = 11.1(J_m^{\text{base}} - J_m^{0.3h}) \left(0.3 - h_z/h \right)^2 + J_m^{0.3h} \quad (20-10b)$$

donde:

$$J_m^{0.9h} = 1.15 + 0.025T_1^2$$

$$J_m^{0.3h} = 0.3 + 0.004(6 - T_1)^3$$

$$J_m^{\text{base}} = 0.4 + (6 - T_1)^3 / 300$$

Si el periodo fundamental de vibración de la chimenea es mayor que 6 segundos, se tomará: $J_m^{0.3h} = 0.3$ y $J_m^{\text{base}} = 0.4$.

En el caso que se trate de chimeneas de sección variable en las cuales el diámetro en la parte alta es menor que la mitad del diámetro en la base, los valores de J_v^z y J_m^z determinados a través de las expresiones (20-8) y (20-10) deberán multiplicarse por:

h_z/h 0.95, 0.85, 0.75, 0.65, 0.55, 0.45, 0.35, 0.25, 0.15, 0.05.

J_v^z 1.01, 0.94, 0.86, 0.92, 0.97, 0.88, 0.83, 0.89, 0.99, 1.03.

h_z/h 0.90, 0.80, 0.70, 0.60, 0.50, 0.40, 0.30, 0.20, 0.10, 0.0.

J_m^z 0.97, 0.87, 0.78, 0.76, 0.82, 0.90, 0.92, 0.89, 0.91, 0.94.

20.3 DISEÑO DE CHIMENEAS

A menos que se indique lo contrario, los procedimientos de diseño presentados en los capítulos precedentes serán utilizados para el diseño de chimeneas.

20.3.1 Combinaciones de carga y factores de reducción de resistencia

Las combinaciones de carga utilizadas para el diseño de chimeneas no serán las propuestas en el capítulo 1, sino, las siguientes:

1. Para el diseño del refuerzo vertical:

$$U_v = 1.4D$$

$$U_v = 1.1D + 1.4T + 1.43E$$



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Las fórmulas presentadas para la determinación de la resistencia de una sección anular con una determinada cantidad de refuerzo han sido deducidas siguiendo los mismos criterios que los presentados en el capítulo 10. Es decir, con la deformada asumida, se ha determinado los esfuerzos en el acero, tanto en tensión como en compresión, y en el concreto. Posteriormente se ha calculado las fuerzas totales en cada caso y se ha establecido la condición de equilibrio, tanto de fuerzas axiales como de momentos. Para la determinación de la fuerza total en el acero se ha ignorado la presencia de las aberturas ya que el refuerzo interrumpido por ellas ha sido colocado en sus extremos. En cambio, al determinar la fuerza de compresión en el concreto, éstas se han considerado en el punto de máxima compresión, pues en este caso sí reducen la fuerza resultante.

20.3.3 Diseño del refuerzo vertical por flexo-compresión y temperatura

La variación de la temperatura a través de las paredes de la chimenea de concreto reduce su resistencia. Por ello, si además de la sollicitación de flexo-compresión, la sección analizada está sometida a esfuerzos debidos a la variación de la temperatura, las fórmulas presentadas en la sección precedente son válidas siempre que se reduzca el valor de f_y y f'_c mediante las expresiones (20-14) y (20-15):

$$f'_y(v) = f_y + \frac{1.4}{1 + \gamma_1} (f_{STV} - \gamma_1 f''_{STV}) \quad (20-14)$$

$$f''_c(v) = f'_c - 1.40 f''_{CTV} \quad (20-15)$$

- donde: f_{STV} : Máximo esfuerzo en el capa exterior de acero vertical debido a temperatura, en psi.
 f''_{STV} : Máximo esfuerzo en la capa interior de acero vertical debido a temperatura, en psi.
 f''_{CTV} : Máximo esfuerzo vertical en la cara interior de la chimenea debido a temperatura, en psi.

Los parámetros f_{STV} , f''_{STV} y f''_{CTV} se determinan a través de las siguientes expresiones:

$$f_{STV} = \alpha_{te} \times (\gamma_2 - c) \times T_x \times E_s$$

$$f''_{STV} = \alpha_{te} \times (c - 1 + \gamma_2) \times T_x \times n E_c$$

$$f''_{CTV} = \alpha_{te} \times c \times T_x \times E_c$$

- donde: α_{te} : Coeficiente de dilatación térmica del concreto y del acero, igual a aproximadamente $6.5 \times 10^{-6}/^\circ\text{F}$.
 E_c : Módulo de elasticidad del concreto, en psi.
 E_s : Módulo de elasticidad del acero, en psi.
 ρ : Relación entre el área de acero ubicado en la capa exterior y el área total de la sección en estudio.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Si no cumplen estos requisitos, el análisis de la estructura se realizará considerando un f'_c igual a la carga promedio de 3 testigos dividida entre 0.85.

El análisis de la estructura se desarrolla con los criterios presentados en los capítulos previos. En este caso, es posible incrementar los factores de reducción de resistencia, ϕ , puesto que las dimensiones y propiedades de los elementos por analizar han sido determinadas por mediciones y ensayos. Los nuevos factores de reducción serán :

- Secciones controladas por tracción $\phi=1.00$
- Secciones controladas por compresión
 - a) Con refuerzo en espiral: $\phi=0.85$
 - b) Otros elementos $\phi=0.80$
- Fuerza cortante o torsión $\phi=0.80$
- Aplastamiento o compresión pura $\phi=0.80$

21.2 PRUEBAS DE CARGA

Las pruebas de carga se emplean cuando la naturaleza del problema en la estructura no está claramente definida. Si la resistencia al corte o la adherencia acero-concreto son críticos en la deficiencia observada, lo más recomendable es efectuar una prueba de carga. Estas también se emplean si no es posible efectuar mediciones en la estructura o recolección de testigos para la determinación de las características de los materiales.

Para la prueba de carga, será necesario cargar los tramos o paños con una distribución que garantice los máximos esfuerzos y deflexiones en las secciones críticas. De ser necesario se emplearán diferentes patrones de carga si uno sólo no conlleva a los mayores efectos: deflexiones, giros, esfuerzos, etc. que requieren ser investigados. Este tipo de pruebas no debe efectuarse a menos que el concreto tenga más de 56 días de colocado, sin embargo, si el constructor, el inspector y el propietario están de acuerdo, este plazo puede ser reducido.

La carga total, incluyendo la aplicada antes del inicio de la prueba, no será menor que $0.85(1.4D+1.7L)$. La carga viva podrá reducirse de acuerdo a los requerimientos de los códigos vigentes. Las cargas deberán ser aplicadas en, por lo menos, cuatro incrementos similares, garantizando su distribución uniforme sobre la estructura analizada y evitando los impactos.

Antes de aplicar la carga, se tomarán las mediciones de referencia. La primera medición de los parámetros de interés se efectuará a no más de una hora de aplicado el primer incremento de carga. Del mismo modo, es recomendable efectuar mediciones después de cada incremento adicional de carga y durante las 24 horas que siguen a la aplicación del último incremento de carga. Después de ello, la carga es removida y se efectúa una última medición 24 horas después.

Para considerar que la estructura ha pasado la prueba de carga, ésta no deberá mostrar signos visibles de falla tales como rajaduras, desprendimiento de concreto, deformaciones excesivas, etc.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

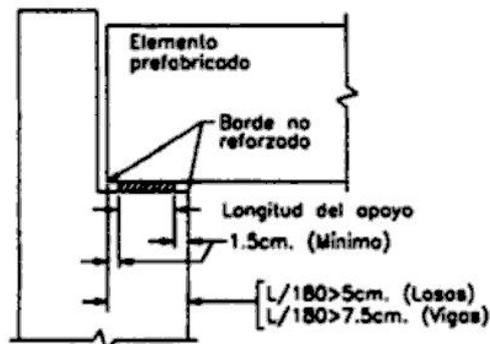


Figura 22.1. Apoyos de losas y vigas prefabricadas

Los dos últimos requisitos pueden ser obviados si se demuestra que la eficiencia de la conexión no se ve afectada. Para elementos simplemente apoyados se recomienda que por lo menos la tercera parte del refuerzo requerido por flexión se extienda hasta el eje del apoyo.

En el diseño de conexiones se deberá considerar las deformaciones debidas a contracción de fragua, *creep* y deformaciones por temperatura, aunque las primeras se dan, por lo general, antes que la pieza prefabricada forme parte del conjunto total. Si se considera que estas deformaciones están restringidas, las conexiones deberán tener la resistencia y ductilidad suficiente como para garantizar este comportamiento.

En las figuras 22.2, 22.3, 22.4 y 22.5 se muestran algunos detalles típicos de conexiones en estructuras prefabricadas.

Los anclajes instalados para transferir cargas entre los elementos conectados se diseñarán de acuerdo al apéndice D del ACI-318-00

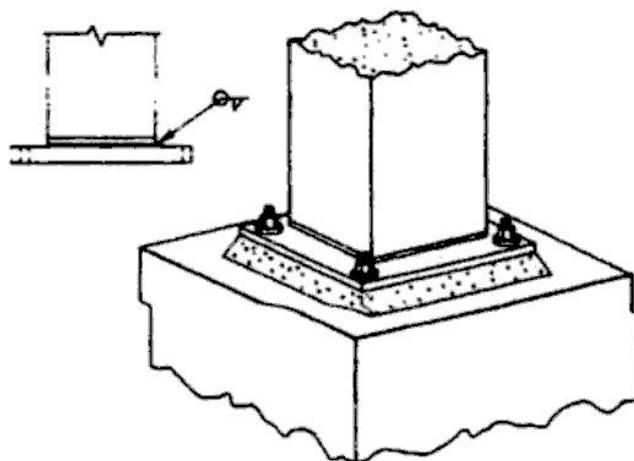
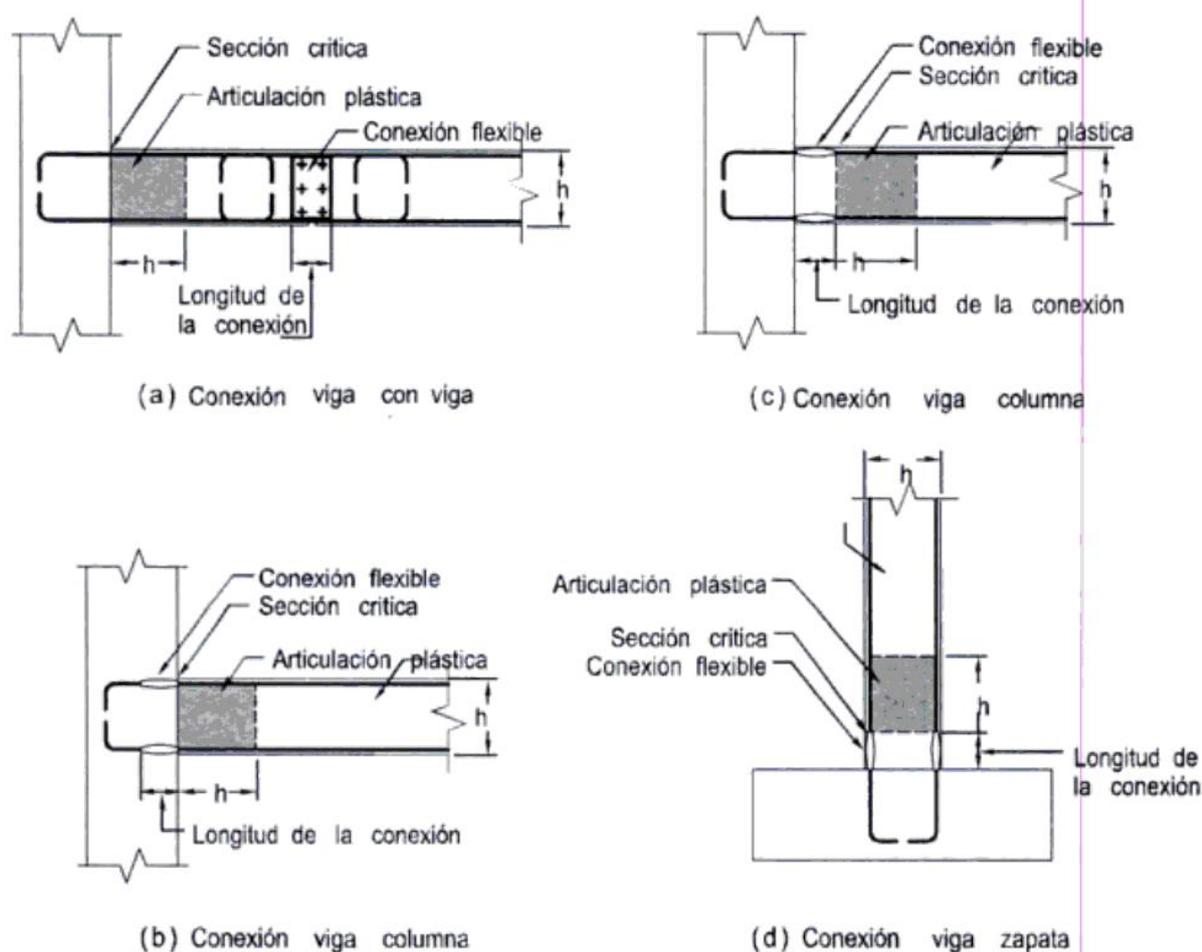


Figura 22.2. Conexión típica columna-cimentación



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



Ejemplos de conexiones flexibles

Figura 22.6

Los pórticos prefabricados que se asume no contribuyen a la resistencia lateral, incluyendo sus conexiones, deben satisfacer lo indicado para muros vaciados en sitio, más los requisitos siguientes:

- Los estribos especificados para columnas se colocarán en toda la altura de la columna incluyendo el peralte de la viga.
- Se colocará el refuerzo mínimo para la integridad estructural especificado en 16.5 del A.C.I.
- La longitud de apoyo en el soporte de una viga será por lo menos 5 cm mayor que lo determinado por el cálculo con los valores de resistencia a la compresión especificados para compresión pura (bearing)

En los muros prefabricados, las conexiones entre paneles de muro o entre paneles y cimentación se restringirá la fluencia a los elementos de acero o de refuerzo. Los no diseñados para fluir desarrollarán por lo menos $1.5 S_y$ la fluencia de la conexión.

22.1.4. Muros estructurales prefabricados

Los muros estructurales prefabricados deberán cumplir todos los requisitos de los muros vaciados en sitio a que se refiere el artículo 21-7 del A.C.I. y lo que se indica para muros prefabricados intermedios en 21-13 del A.C.I.

En los muros intermedios prefabricados, en las conexiones entre paneles de muro o entre paneles de muro y cimentaciones, se restringirá la fluencia a los elementos de acero o el refuerzo.

Los elementos de conexión no diseñados para fluir deben desarrollar por los menos $1.5S_y$, donde S_y es la fluencia de la conexión basada en f_y .

Si la tracción controla la sección : $M_u \leq \phi M_n$

Donde $M_n = 1.33 \sqrt{f'_c} S$ donde S = módulo de la sección

Si la compresión controla la sección $M_u \leq \phi M_n$

Donde $M_n = 0.85 f'_c S$

22.2 RECOMENDACIONES PARA LA FABRICACIÓN

Los insertos embebidos en los elementos prefabricados podrán ser dispuestos mientras el concreto se encuentre en estado plástico, sin necesidad de fijarlos previamente al vaciado, siempre que:

1. El procedimiento sea aprobado por el Ingeniero responsable.
2. Los insertos no requieran amarrarse al refuerzo del elemento.
3. El inserto sea mantenido en su posición mientras el concreto se encuentre en estado plástico.
4. El concreto que rodea el inserto sea convenientemente consolidado.

Cada elemento deberá ser marcado, indicando su posición y orientación en la estructura, así como su fecha de fabricación. Las marcas que se dispongan deberán corresponder a las indicadas en los planos.

Los elementos prefabricados deberán ser apuntalados, fijados y alineados durante la erección de la estructura hasta que se completen las conexiones permanentes.

22.3 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS

Los elementos prefabricados que formarán parte de un conjunto estructural que incluye concreto vaciado 'in situ' podrán ser sometidos a pruebas de carga como las presentadas en el capítulo previo si:

1. El análisis demuestra que la falla de la pieza no se producirá por compresión o pandeo.
2. La carga de prueba aplicada en el elemento prefabricado inducirá una tensión total en el esfuerzo similar a la producida por las cargas especificadas en 21.2 aplicadas sobre la estructura compuesta.
3. Las condiciones de aceptación o rechazo de la prueba son las indicadas en 21.2.

23. Encofrados

23.1 INTRODUCCIÓN

Los encofrados son estructuras provisionales que son usadas para soportar y dar forma al concreto. Deben ser diseñados con sumo cuidado pues las fallas que en él se presentan constituyen la mayor fuente de accidentes en obra. Algunas de las principales causas de éstos son:

1. Remoción de puntales o desencofrado prematuro.
2. Arriostamiento deficiente de los pies derechos.
3. Vibración exagerada del concreto, ya sea ocasionada por los vibradores o por el tráfico de los equipos sobre el encofrado.
4. Apoyo del encofrado en terreno inestable o blando.
5. Vaciado incorrecto del concreto.
6. Falta de puntales permanentes.

El costo del encofrado constituye de un 25% a 40% del costo total de la estructura. Debe pues buscarse las mayores economías en esta partida, lo cual se consigue utilizándolo la mayor cantidad de veces que sea posible. Para ello, se debe procurar mantener constantes las alturas de entrepiso y el tamaño de las vigas, losas y columnas. Así mismo, es recomendable utilizar espesores similares en los muros de la edificación y reducir, dentro de lo posible, las aberturas o ubicarlas bajo patrones constantes.

23.2 MATERIALES PARA ENCOFRADOS

Los materiales más usados para encofrados son la madera y el acero aunque también se utiliza fibra de vidrio y plásticos con los que se logra dar texturas especiales a la superficie.

23.2.1 Madera

La madera es el material más utilizado en encofrados para concreto. La hay de diferentes calidades siendo las más usadas el pino oregón y el tornillo, además del *three ply* o *plywood*. El pino oregón no crece en nuestro país, por lo cual es importado. Por su parte, el tornillo, oriundo del Perú, presenta la desventaja que al humedecerse tiende a torcerse, siendo necesario fijarlo con mayor cantidad de clavos. A pesar de ello, éste último es el más utilizado pues es más económico. El *plywood* es usado eficientemente para encofrar las caras de los elementos de concreto. Es un material constituido por una serie de capas de madera pegadas entre sí. En



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

efectuarse 12 horas antes del vaciado. También se les aceita o unta con productos especiales que lo protegen y facilitan el desencofrado. Los aceites pueden ser minerales o vegetales, puros o con emulsificantes. También se usan ceras insolubles o productos químicos disueltos en aceites, kerosene, alcohol polivinílico, etc.

La armadura e insertos (tuberías, cajas, etc.) deben ser colocados de modo que el encofrado no resulte dañado ni deformado. Ambos deben ubicarse simultáneamente para que el trabajo de unos no afecte el de los otros. El engrase del encofrado debe efectuarse antes del armado para no ensuciar el acero reduciendo su adherencia con el concreto.

Antes de iniciar el llenado, debe verificarse las dimensiones de los encofrados y sobretodo que los apuntalamientos sean adecuados. Cualquier desperfecto que se presente durante el colado debe ser inmediatamente corregido. La velocidad de vaciado influye en la presión que ejerce el concreto sobre el molde. Por ello deberá especificarse una velocidad máxima de vaciado para no someterlo a esfuerzos para los cuales no ha sido diseñado. El uso de vibradores internos no genera ningún problema en encofrados adecuadamente diseñados y construidos.

El desencofrado no debe efectuarse antes de los tiempos mínimos especificados por el proyectista. Estos dependen no sólo de la resistencia del concreto sino de las sobrecargas para las que la estructura ha sido diseñada. Mientras mayor es la sobrecarga de diseño, menor será el tiempo de desencofrado pues se requiere menos resistencia para que el elemento soporte su peso propio y las cargas vivas de construcción. En edificios normales, de oficinas o de departamentos se pueden tomar los tiempos mínimos presentados en la Tabla 23.3.

Tipo de elemento	Tiempo mínimo de desencofrado
Laterales de vigas, columnas y muros salvo que estén soportando fondos de losas o vigas	12 horas
Fondos de losas (CV<CM) Luz menor que 3 m. Luz menor que 6 m. Luz mayor que 6 m.	4 días 7 días 10 días
Fondos de losas (CV>CM) Luz menor que 3 m. Luz menor que 6 m. Luz mayor que 6 m.	3 días 4 días 7 días
Fondos de vigas (CV<CM) Luz menor que 3 m. Luz menor que 6 m. Luz mayor que 6 m.	7 días 14 días 21 días
Fondos de vigas (CV>CM) Luz menor que 3 m. Luz menor que 6 m. Luz mayor que 6 m.	4 días 7 días 14 días

Tabla 23.3 Tiempo mínimo para el desencofrado. (Ref. 7).



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

- Procedimiento de vaciado. Si se usa vibrado de alta frecuencia, el concreto se mantiene fluido hasta una profundidad más o menos considerable y se comporta como un líquido de densidad igual a la del concreto. La vibración incrementa la presión en 20% respecto al acomodado manualmente.
- Tamaño y forma del encofrado y la consistencia y proporcionamiento de la mezcla.

Las presiones laterales se calculan siempre con la fórmula general $p = wh$ (23-1)

Donde $w = 150 \text{ lbs/ft}^3$ (2400 kg/m^3) para un slump de 4" y h la altura en pies p en lbs/ft^2 .

El comité 347-01 del ACI modifica esta fórmula para tomar en cuenta el peso del concreto y los aditivos.

Para columnas, considerando columnas los elementos con menos de 6.5 ft (2.00 m) de lado de sección transversal, se usan las siguientes fórmulas:

$$p = C_w C_c \left[150 + \frac{9000 R}{T} \right] \quad (23-2)$$

$$p \leq 3000 C_w C_c$$

$$p \geq 600 C_w$$

$$p \leq 150 h$$

donde $p =$ presión equivalente en cualquier nivel del encofrado en lb/ft^2

$R =$ velocidad de llenado en pies /hora

$T =$ temperatura del concreto en $^{\circ}\text{F}$

$h =$ altura del concreto fresco en pies

En muros en que la velocidad del llenado es ≥ 7 pies/hora y menor que 10 pies/hora la presión será:

$$p = C_w C_c \left[150 + \frac{43400}{T} + \frac{2800 R}{T} \right] \quad (23-3)$$

$$p \leq 2000 c_w C_c$$

$$p \geq 600 C_w$$

$$p \leq 150 h$$

En ambos casos:

$C_c = 1$ para cementos tipo I y tipo III sin aditivos retardadores

$C_c = 1.2$ para cemento tipo I y tipo II con aditivos retardadores

$C_w = 0.5 (1 + w / 145) \geq .80$ para concreto con $w < 140 \text{ lbs/ft}^3$



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

24. Estructuras de grandes luces

El acero es un material cuya relación resistencia/peso propio es mayor que la del concreto, por ello, es preferido cuando se trata de cubrir luces grandes. Sin embargo, también se pueden desarrollar soluciones eficientes en concreto. Entre éstas se tiene las estructuras pre-esforzadas, las estructuras de arco y los tijerales, muy utilizados en Europa. El presente capítulo es una muy breve reseña en torno a este tipo de estructuras.

24.1 ESTRUCTURAS PRETENSADAS Y POSTENSADAS

Este tipo de estructuras están constituidas por elementos de concreto sometidos a una fuerza de precompresión provista por cables de acero aplicada como parte del procedimiento constructivo de la estructura. De este modo, los esfuerzos normales que se generan en la estructura por efecto de las cargas externas son afectados. Los esfuerzos de tracción, en particular, son reducidos drásticamente. El criterio básico de diseño consiste en determinar la fuerza de precompresión requerida y su ubicación en la sección para que los mayores esfuerzos de tracción y compresión en el elemento no superen la resistencia del concreto en las diferentes etapas de carga. Dependiendo del procedimiento constructivo, las estructuras pre-esforzadas pueden ser pretensadas o postensadas. Cada una de ellas tiene sus propios criterios de diseño cuya presentación no es objetivo del presente texto.

24.2 ESTRUCTURAS DE ARCO

Este tipo de estructuras se usan especialmente en puentes, hangares, talleres, etc. Están constituidas por costillas o arcos propiamente dichos y una losa que se apoya sobre ellos (ver figura 24.1). Por economía, la separación entre arcos es de 3 a 6 m. Sin embargo, este espaciamiento puede ser incrementado si la losa se diseña convenientemente. Para lograr una adecuada ventilación e iluminación de los ambientes, se disponen ventanas en la cumbrera conocidas como ventanas de mariposa.

Las estructuras en arco se analizan por cualquier método de Análisis Estructural. Pueden ser empotradas, biarticuladas o triarticuladas. El arco está sometido a flexión compuesta o flexo-compresión, por lo que la teoría presentada en el capítulo 10 puede ser adaptada para su diseño. Los apoyos reciben reacciones tanto verticales como horizontales. Para absorber el empuje lateral se suele hacer uso de tirantes o en su defecto, el apoyo se diseña para resistir la carga horizontal. La primera solución es la más cómoda y eficiente.

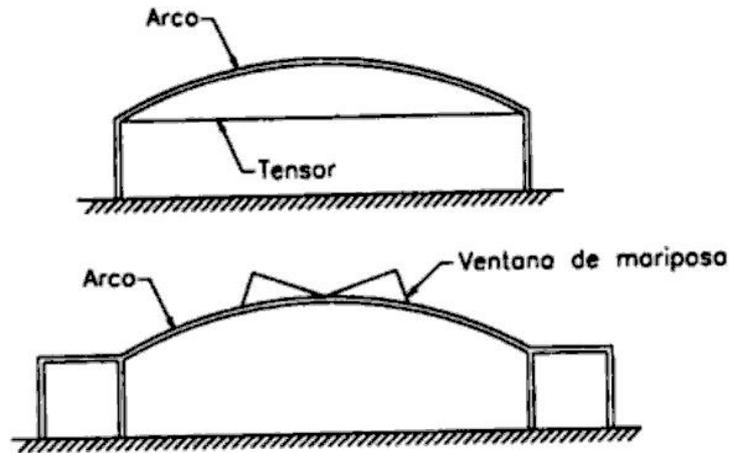


Figura 24.1. Estructuras en arco

24.2.1 Articulaciones de concreto armado

Existen diversos tipos de articulaciones que pueden ser utilizadas en las estructuras de concreto armado. Entre ellas se tiene: las articulaciones metálicas, la articulación alemana, la articulación Mesnager, la articulación Considère, la semiarticulación Freyssinet, etc. A continuación se presenta algunos criterios para el diseño de este tipo de elementos.

Apoyos metálicos

Los apoyos metálicos están constituidos por planchas cilíndricas o rodillos como se muestra en la figura 24.2.

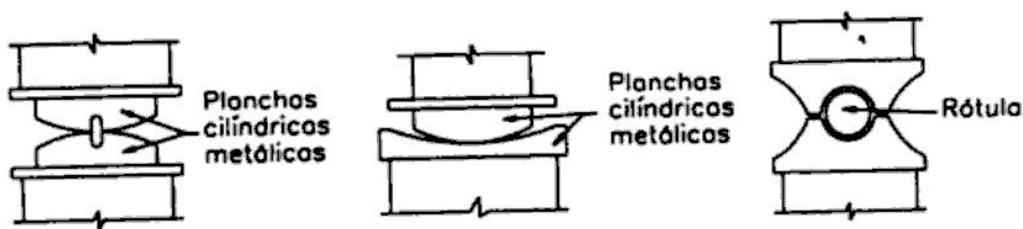


Figura 24.2. Apoyos metálicos

Articulación alemana

En la figura 24.3 se muestra una articulación alemana. En la unión, anteriormente se usaba plomo pero actualmente ha sido reemplazado por el neopreno. La carga axial, N , es resistida por el dado de plomo o neopreno y la fuerza transversal por las barras de acero. El área de acero requerida es:

$$A_s = \frac{H}{0.6f_y}$$

El ángulo de inclinación del refuerzo, q , varía entre 30° y 60° . La resultante de las cargas transmitidas a través de la articulación debe ubicarse entre las dos varillas inclinadas, es decir:

$$\tan\theta > \frac{S}{N}$$

Si m es el número de pares de barras cruzadas que atraviesan el nudo, entonces:

$$F = \frac{1}{2m} \left(\frac{S}{\sin\theta} + \frac{N}{\cos\theta} \right) \quad (24-1)$$

donde: F : Fuerza en cada barra.

En el diseño por el método elástico, el esfuerzo admisible en las barras se considera igual a un tercio del esfuerzo de fluencia. Por lo tanto, el área de cada varilla será:

$$A_s = \frac{F}{\sigma_t} = \frac{3F}{f_y}$$

donde: σ_t : Esfuerzo admisible en el acero longitudinal.

Haciendo uso del método de diseño a la rotura, el área de cada varilla será:

$$A_s = \frac{F_u}{0.55f_y}$$

donde: F_u : Fuerza amplificada en cada varilla.

Los giros de la articulación generan esfuerzos secundarios de flexión en las varillas de acero inclinadas. Para obviar su tediosa evaluación, el esfuerzo de trabajo del acero se mantiene por debajo de lo convencionalmente empleado.

La dimensión 'y' en la figura 24.4 debe definirse del tamaño adecuado para que permita la rotación de la articulación y evite el pandeo de las varillas que atraviesan la rótula. Por lo general se recomienda usar $10d_p$.

Las barras inclinadas generan fuerzas perpendiculares al eje de la rótula que tienden a romper el concreto en la unión. Por ello, es necesario disponer refuerzo transversal en los extremos del nudo. La fuerza en ellos será igual a:

$$F_{est} = S + N \tan\theta$$

Empleando la expresión (24-1):

$$F_{est} = 2mF \sin\theta$$

El área de refuerzo transversal, haciendo uso del método elástico, será:

$$A_{est} = \frac{2mF \sin\theta}{\sigma_{test}} = \frac{2mA_s \sigma_t \sin\theta}{\sigma_{test}}$$

donde: σ_{test} : Esfuerzo admisible en el acero transversal, igual a 1/3 de su esfuerzo de fluencia.

De modo similar se determina el espaciamiento entre estribos haciendo uso del método de diseño a la rotura. Despreciando el aporte del concreto, el área de refuerzo transversal requerido será:

$$A_{est} = \frac{F_{u est}}{0.85f_y}$$

donde: $F_{u est}$: Fuerza amplificada resistida por los estribos.

El número de estribos será:

$$\text{Número de estribos} = \frac{A_{est}}{2 \left(\frac{\pi d_b^2}{4} \right)}$$

donde: d_b : Diámetro de las varillas de los estribos.

Se recomienda que los estribos se extiendan una longitud igual a 8 veces el diámetro de la varilla longitudinal. De este modo, el espaciamiento s entre estribos será:

$$s = \frac{8d_b}{\text{Número de estribos}}$$

La articulación Mesnager se puede emplear cuando las cargas no son muy elevadas, estando restringida su capacidad en función de la cantidad de acero que puede disponerse en los elementos que llegan a la articulación.

Articulación Considère

En la figura 24.5 se muestra una articulación de este tipo. Como se aprecia es muy parecida a la anterior, sin embargo, en este caso, se considera que la fuerza de compresión es transmitida por una serie de pequeños pilares zunchados y la fuerza transversal, a través de las varillas inclinadas. Los pilares se diseñan como columnas zunchadas sometidas a compresión pura empleando la expresión (10-1). El área de refuerzo de la sección se determina en función de las varillas encerradas por los zunchos. Se recomienda disponer estribos en la articulación hasta una altura igual a la mayor dimensión de la sección transversal de los elementos que llegan a la articulación.

Articulación formada por dos superficies curvas

Este tipo de articulación está formada por dos superficies de diferente curvatura en contacto, lo que le permite grandes giros (ver figura 24.6). El concreto de ambas superficies debe tener gran resistencia. El esfuerzo de compresión en el concreto está dado a través de la siguiente fórmula propuesta por Hertz:



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

En los tijerales presentados, los esfuerzos se calculan por cualquier método de Análisis Estructural. Los nudos de la estructura son rígidos y por lo tanto sus elementos no están sometidos a esfuerzos axiales puros sino a flexión compuesta.

Viga Vierendeel

Un tipo de cercha que es típica del concreto armado es la llamada *Vierendeel* en honor al ingeniero que la inventó. Esta constituida por dos cordones, uno superior y otro inferior, generalmente horizontales y montantes verticales. Es una estructura estáticamente indeterminada y su análisis exacto es muy laborioso resultando poco práctico desarrollarlo salvo que se usen programas especiales de cálculo. Por ello que se aplican métodos simplificados aproximados los cuales dan resultados bastante exactos para fines prácticos.

A continuación se presenta uno de los métodos aproximados que existe para el análisis de vigas Vierendeel. La notación utilizada para su desarrollo es la siguiente (ver figura 24.8):

- s: Peralte de la viga.
- I_o : Momento de inercia del cordón superior.
- I' : Momento de inercia del cordón inferior.
- I_i : Momento de inercia de la montante i .
- a_i : Tramo limitado por las montantes i e $i+1$.
- v_i : Distancia del punto de inflexión del montante i al cordón superior.
- w_i : Distancia del punto de inflexión del cordón superior e inferior en el tramo i a la montante izquierda inmediata.
- P_{oi} : Fuerzas en el cordón superior en el nudo i .
- $P'_{i'}$: Fuerzas en el cordón inferior en el nudo i' .
- M_i : Momento flector de la viga en conjunto en la sección que contiene los nudos i e i' .
- M_{ai} : Momento flector de la viga en conjunto en la sección que contiene el punto de inflexión de los cordones superior e inferior del tramo a_i .
- M_{oi-j} : Momento flector del tramo a_i del cordón superior en el nudo i .
- $M'_{i'-j}$: Momento flector del tramo a_i del cordón inferior en el nudo i' .
- M_{io} : Momento flector de la montante en el nudo i .
- $M'_{i'o}$: Momento flector de la montante en el nudo i' .
- V_{ai} : Fuerza cortante de la viga en conjunto en el tramo a_i .
- N_{oi} : Esfuerzo normal en el cordón superior en el tramo a_i .
- $N'_{i'}$: Esfuerzo normal en el cordón inferior en el tramo a_i .
- N_i : Esfuerzo normal en la montante i .

Este método se basa en la suposición que los puntos de inflexión de los elementos se encuentran ubicados a una distancia de sus extremos proporcional a la raíz cuadrada del momento de inercia de los elementos en dichos extremos. Por ejemplo, en la montante 2 se tendrá:



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

25. Método de los puntales y tirantes

25.1 INTRODUCCIÓN

El reglamento ACI - 318 -02 tiene un nuevo apéndice A llamado "Modelos de puntales y tirantes".

El ACI ha publicado el ACI - 455R-99 donde se detalla el método, que se aplica principalmente a las zonas D o en aquellas en que la sección plana no permanece plana después de la deformación. Las secciones B son aquellas en que la sección permanece plana después de la deformación.

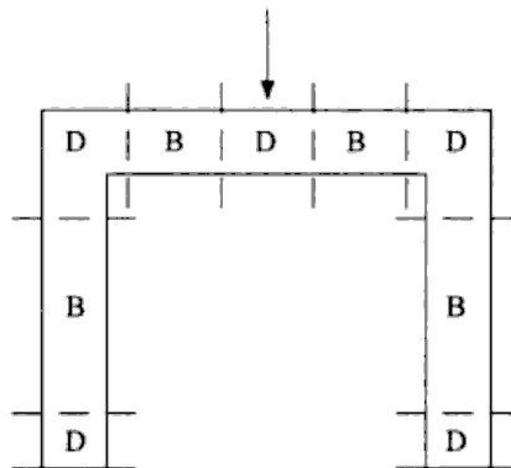


Figura 25.1. Zonas D y B

El método consiste en considerar dentro de la estructura unos tijerales teóricos donde hay elementos que trabajan a compresión (puntales) y otros que trabajan a tracción, tirantes. En la intersección de estos se forman los nodos, de forma triangular.

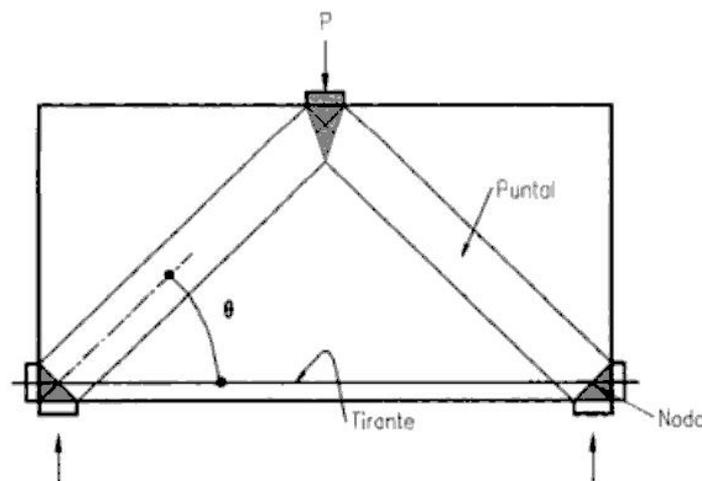


Figura 25.2 Viga peraltada



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

5. La fuerza de compresión en el nodo F_u (puede ser proveniente de C ó T) cumplirá $F_u \leq \phi F_{nn}$ (A-1 del ACI)

Para los nodos $\phi = 0.75$

$$F_{nn} = f_{cc} A_{nz} \quad (\text{A-7 del ACI})$$

$$f_{cc} = 0.85 \beta_n f'_c \quad (\text{A-8 del ACI})$$

$\beta_n = 1$ para los nodos limitados por área de reacción o de puntales con lo que se calcula l_b

$\beta_n = 0.8$ para nodos que anclan un tirante

$\beta_n = 0.6$ para nodos que anclan dos o más tirantes con lo que se calcula w_t .

6. Conocidos l_b y w_t se obtiene el ancho del puntal w_s

$$w_s = w_t \cos \theta + l_b \sin \theta$$

7. Se determina la longitud de anclaje del tirante l_{anc}

8. Se calcula la fuerza en el tirante

$$F_{ut} = \phi F_{nt} \quad (\text{A-1 del ACI})$$

Donde : $\phi = 0.75$

$$F_{nt} = A_{ts} f_y \quad (\text{A-6 del ACI})$$

9. Se calculan las fuerzas en el puntal

$$F_{us} = \phi F_{ns} \quad \text{donde } \phi = 0.75$$

$$F_{ns} = f_{cc} A_{cs} \quad (\text{A-2 del ACI})$$

$$f_{cc} = 0.85 \beta_s f'_c \quad (\text{A.3 del ACI})$$

$$f_{cc} = 0.85 \beta_n f'_c \quad \text{del nodo (A-8 del ACI)}$$

$\beta_s = 1.00$ para puntales de sección transversal uniforme en toda la longitud del puntal

$\beta_s = 0.75$ para puntales con refuerzo que cumple A.3.3 o sea con refuerzo en dos direcciones como se indica en fig. 25.7 considerando la fuerza de compresión en el puntal con una dimensión de 2 longitudinal por 1 transversal.

Para concretos de $f'_c \leq 420 \text{ kg/cm}^2$

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i \geq 0.003 \quad (\text{A-4 del ACI})$$

$\beta_s = 0.6 \lambda$ para puntales sin refuerzo que cumplan con lo anterior donde λ es el factor para concretos livianos



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

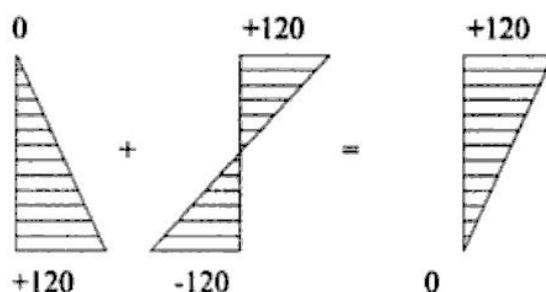


Figura 26.5

El momento de flexión que produce estos esfuerzos es:

$$120 = \frac{6M \times 100}{20 \times 40^2}; M = 6400 \text{ kgxm}$$

La carga w_s que produce este momento de flexión es:

$$6400 = \frac{w_s \times 8^2}{8}; w_s = 800 \text{ kg/m}$$

Como el peso propio es de 192 kg/m, la viga resiste una carga externa de 608 kg/m adicional al peso propio.

CASO IV.- Si examinamos el caso anterior, en que hemos aplicado un presforzado excéntrico que produce un momento negativo en la sección central, vemos que la viga tiene que curvarse hacia arriba, separándose del piso o del encofrado y apoyándose solo en sus extremos. Esto hace que simultáneamente con la aplicación del presforzado actúe el peso propio de la viga y que en este caso la condición de verificación no sea presforzado sólo sino presforzado mas peso propio.

Esto quiere decir que si en lugar de la barra rígida empleamos un cable flexible, podemos darle un trazado parabólico como aparece en la figura siguiente. Aplicamos la misma fuerza de precompresión de 48 Ton, con una excentricidad adicional que equilibre el momento de peso propio obtenido en el caso I:

$$M_{pp} = 1356 \text{ Kgxm}$$

$$\Delta = \frac{M}{N} = \frac{1536}{48000} = 0.032 \text{ m}$$

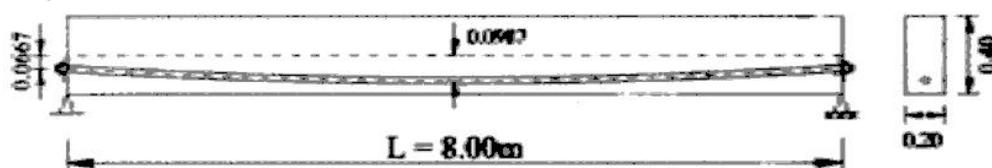


Figura 26.6



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

en donde:

f_{ps} = esfuerzo en el acero de presforzado en la resistencia nominal

f_{pu} = resistencia especificada a la tracción del acero de presforzado

f_{py} = esfuerzo especificado de fluencia del acero presforzado

γ_p = factor por el tipo de acero de presforzado

= 0.55 para f_{py}/f_{pu} no menor que 0.80

= 0.40 para f_{py}/f_{pu} no menor que 0.85

= 0.28 para f_{py}/f_{pu} no menor que 0.90

β_1 = factor definido en 10.2.7.3 del ACI-318-05

A_{ps} = área de acero presforzado en la zona de tracción

A_s = área de acero no presforzado en la zona de tracción

d_p = peralte útil al centroide del acero presforzado

d = peralte útil al centroide del acero no presforzado

ρ_p = cuantía de acero presforzado = A_{ps}/bd_p

ρ = cuantía de acero en tracción no presforzado = A_s/bd

ρ' = cuantía de acero en compresión no presforzado = A'_s/bd

ω = $\rho f_y/f'_c$

ω' = $\rho' f_y/f'_c$

26.6.4 Seguridad respecto a la Fisuración

Para evitar que se presente una falla repentina de flexión inmediatamente después de la fisuración del concreto, que es muy peligrosa porque habría muy poca deflexión de la viga que avise lo inminente de la falla, el ACI-318-05 en el artículo 18.2.2 exige que exista una cantidad de acero presforzado y no presforzado que permita resistir una carga amplificada de por lo menos 1.2 veces la carga de fisuración calculada en base a un valor de f_r de $2\sqrt{f'_c}$.

No es necesario cumplir con esta disposición si la resistencia en flexión y corte es por lo menos el doble de la resistencia requerida por el ACI-318-05.

Si se emplean concretos con agregados livianos, el valor de f_r se determinara de acuerdo a lo indicado en el artículo 9.5.2.3 del ACI-318-05.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

$$A_{sc} = 1.61\pi (d_o - 0.9783/n_t)^2$$

Donde d_o = diámetro perno en pulgadas

Donde n_t = número de hilos por pulgada

$$A_{sc} = \text{cm}^2$$

27.2 TIPO DE FALLAS

Un perno puede fallar por su resistencia en si o por la resistencia del concreto que lo rodea. Las formas típicas de falla son:

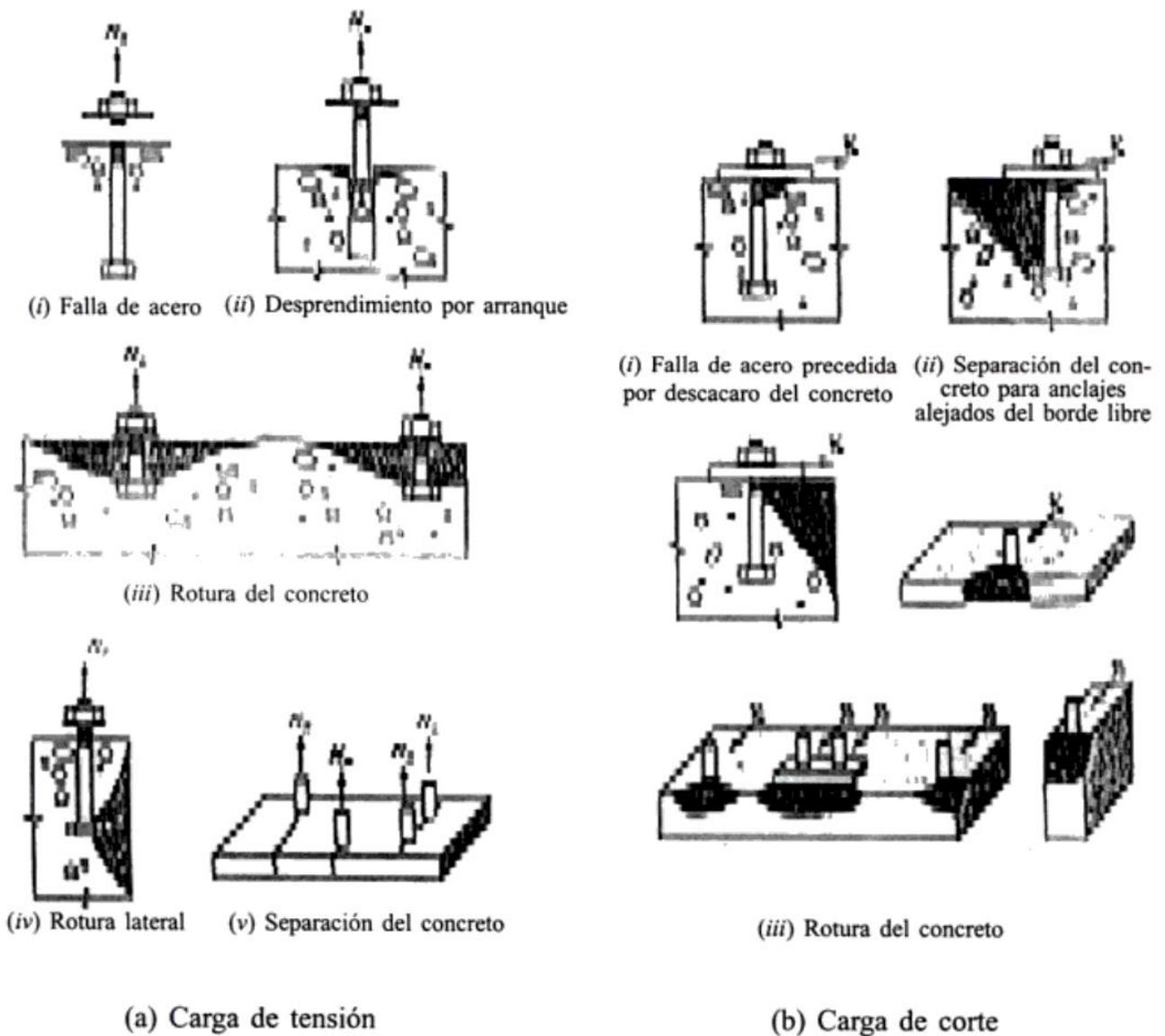


Figura 27.2 Modos de falla para anclajes



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Cuando hay excentricidad en dos direcciones se calculará ψ_{ecN} para cada dirección y el factor a aplicar en la fórmula (ACI-Ec(D-5)) será el producto de estos dos ψ_{ecN}

El factor de borde ψ_{edN} si $c_{amin} \geq 1.5 h_{ef}$

$$\psi_{edN} = 1 \quad (\text{ACI-Ec(D-10)})$$

Si $c_{amin} < 1.5 h_{ef}$

$$\psi_{edN} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{1.5h_{ef}} \quad (\text{ACI-Ec(D-11)})$$

El factor ψ_{cN} que toma en cuenta las rajaduras del concreto, cuando $f_t < f_r$ en cargas de servicio.

Para pernos colocados antes de la llena $\psi_{cN} = 1.25$

Para pernos colocados después de la llena $\psi_{cN} = 1.4$

Cuando el cálculo indica rajaduras con las cargas de servicio

$$f_t > f_r \quad \psi_{cN} = 1$$

El factor $\psi_{cpN} = 1$ si $C_{amin} = C_{ac}$ (D-12)

$$\psi_{cpN} = C_{amin} / C_{ac} \geq 1.5 h_{ef} / C_{ac} \text{ si } C_{amin} < C_{ac} \quad (\text{D-13})$$

Donde C_{ac} se determina por la prueba de la esquina de ACI - 355.2. Esta prueba no es necesaria si $C_{amin} = 1.5 h_{ef}$

C_{ac} es la distancia crítica requerida para desarrollar la resistencia a la rotura del concreto al instalar un perno post instalado, sin necesidad de colocar refuerzo.

En las formulas D-6 a D-11, cuando el perno está situado a menos de $1.5 h_{ef}$ del borde se tomará como h_{ef} , el mayor valor entre :

$$h_{ef} = \frac{C_{gmax}}{1.5} \text{ y } h_{ef} = \frac{S}{3}$$

Donde s es la distancia entre pernos del grupo

27.4 PRUEBAS A LA TRACCIÓN

La resistencia máxima a la tracción N_{pn} será

$$N_{pn} \leq \psi_{cp} N_p \quad (\text{ACI-Ec(D-14)})$$

Donde N_p se basará en 5 pruebas de acuerdo a ACI - 355.2.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

Apéndice A

El apéndice A incluye tablas de ayuda para el detallado del refuerzo, en las cuales se muestra la longitud de anclaje de acero tanto en tracción como en compresión. Las tablas están presentadas en centímetros.

- Tabla A.1. Longitud de anclaje de refuerzo en tensión con espaciamiento libre y recubrimiento mayor que el diámetro de la varilla, provisto de estribos mínimos a lo largo de la longitud de anclaje. Válida también para refuerzo con espaciamiento libre mayor que 2 veces el diámetro de la varilla y recubrimiento mayor que dicho diámetro.
- Tabla A.2. Longitud de anclaje del refuerzo en tensión no contemplado en la tabla A.1.
- Tabla A.3. Longitud básica de anclaje del refuerzo en compresión.
- Tabla A.4. Longitud básica de anclaje de ganchos estándar.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

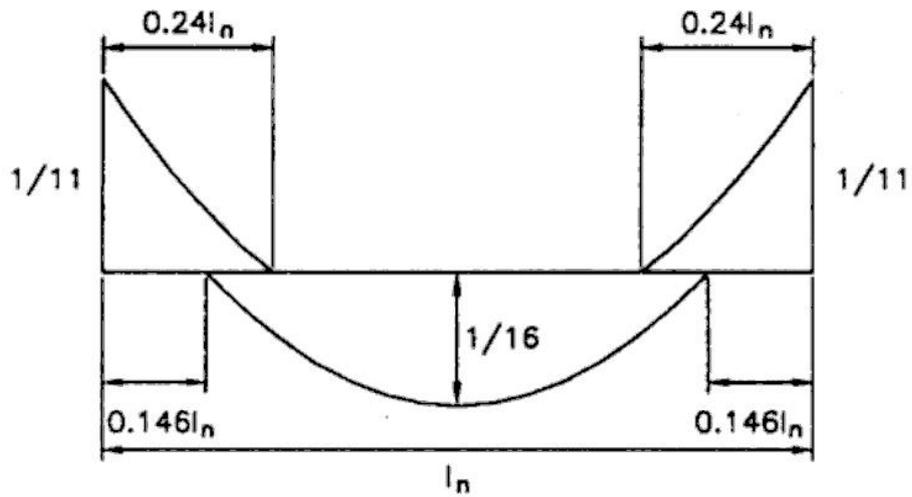


Figura B.1. Corte del refuerzo en tramo interior de elemento continuo

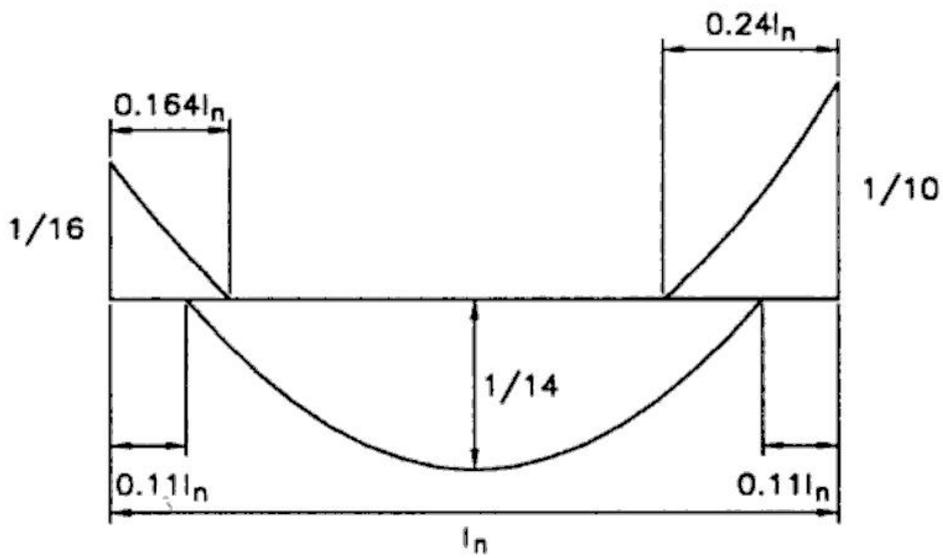


Figura B.2. Corte del refuerzo en tramo exterior de elemento continuo con apoyo exterior solidario provisto por columna



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

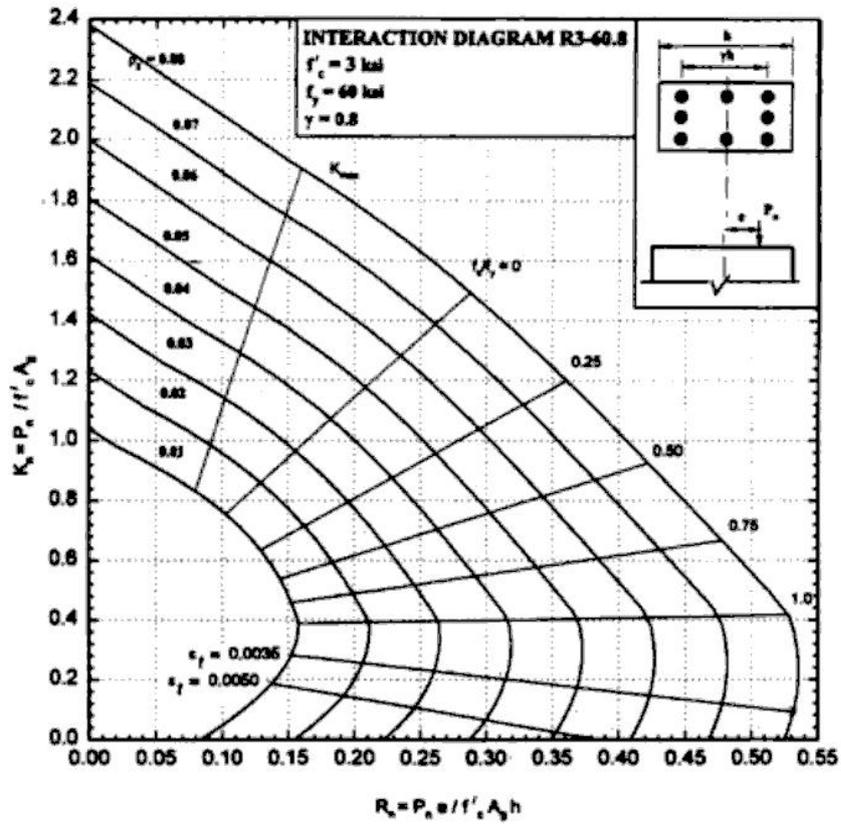


Diagrama C.3. Columna Rectangular, Refuerzo 4 caras, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ACI # R3-60.8

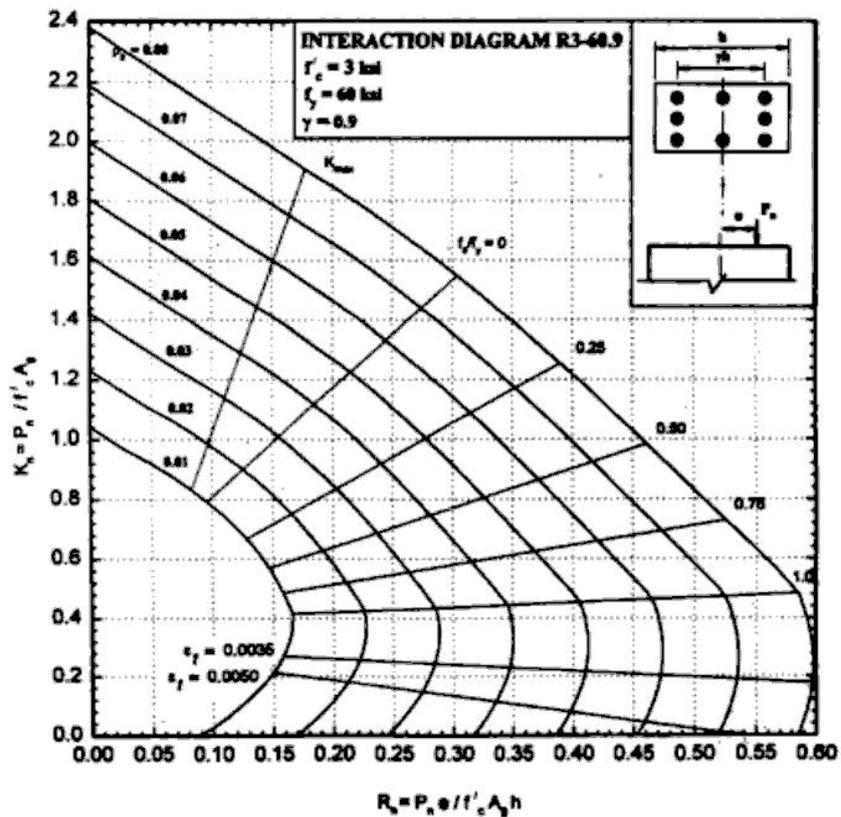


Diagrama C.4. Columna Rectangular, Refuerzo 4 caras, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ACI # R3-60.9

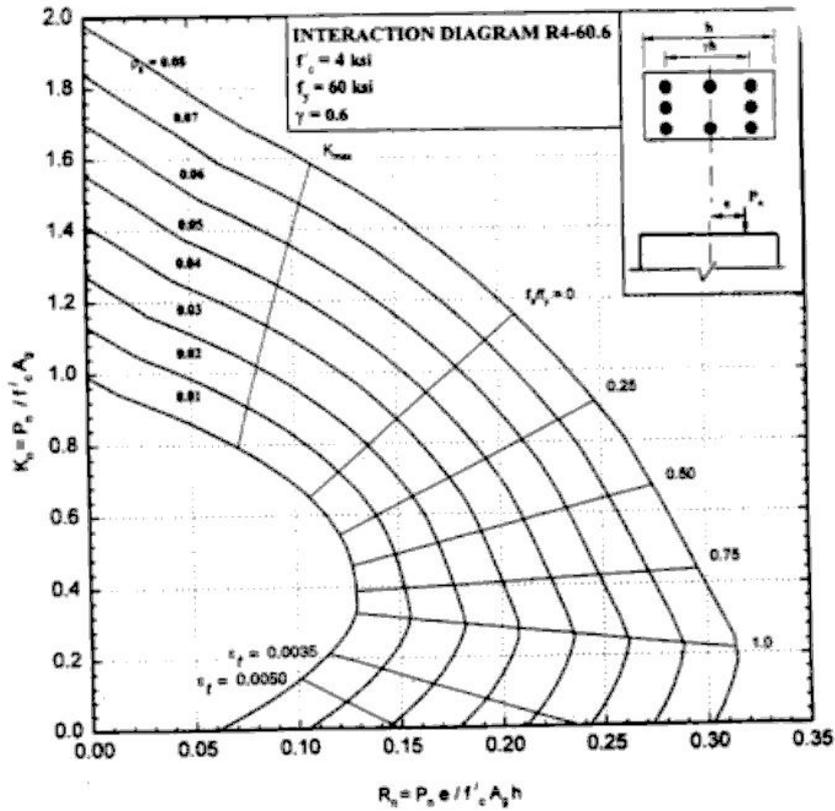


Diagrama C.5. Columna Rectangular, Refuerzo 4 caras, $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ ACI # R4-60.6

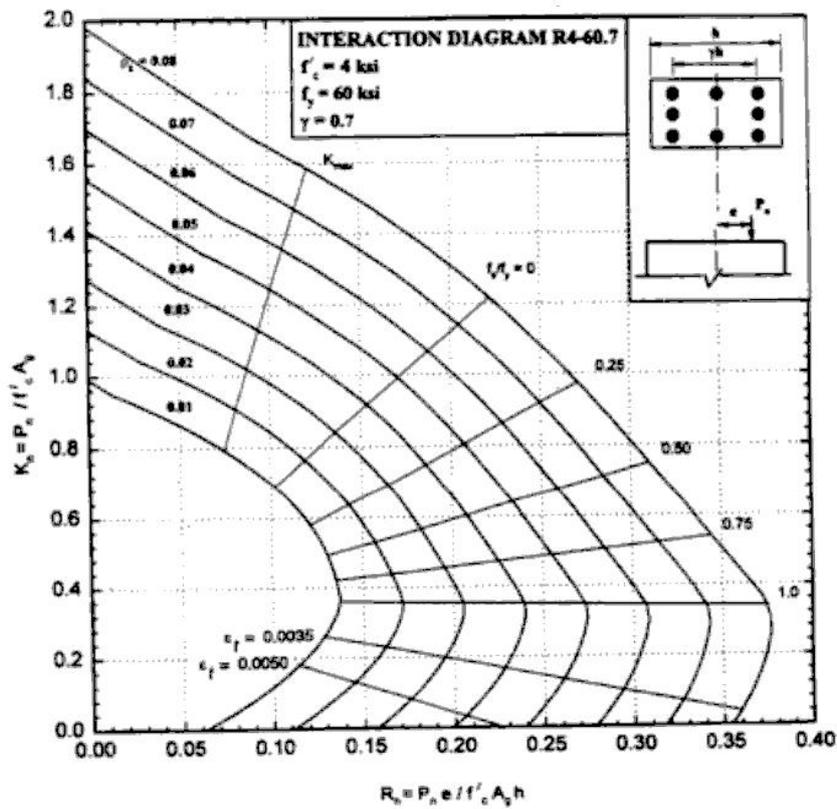


Diagrama C.6. Columna Rectangular, Refuerzo 4 caras, $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ ACI # R4-60.7



You have either reached a page that is unavailable for viewing or reached your viewing limit for this book.

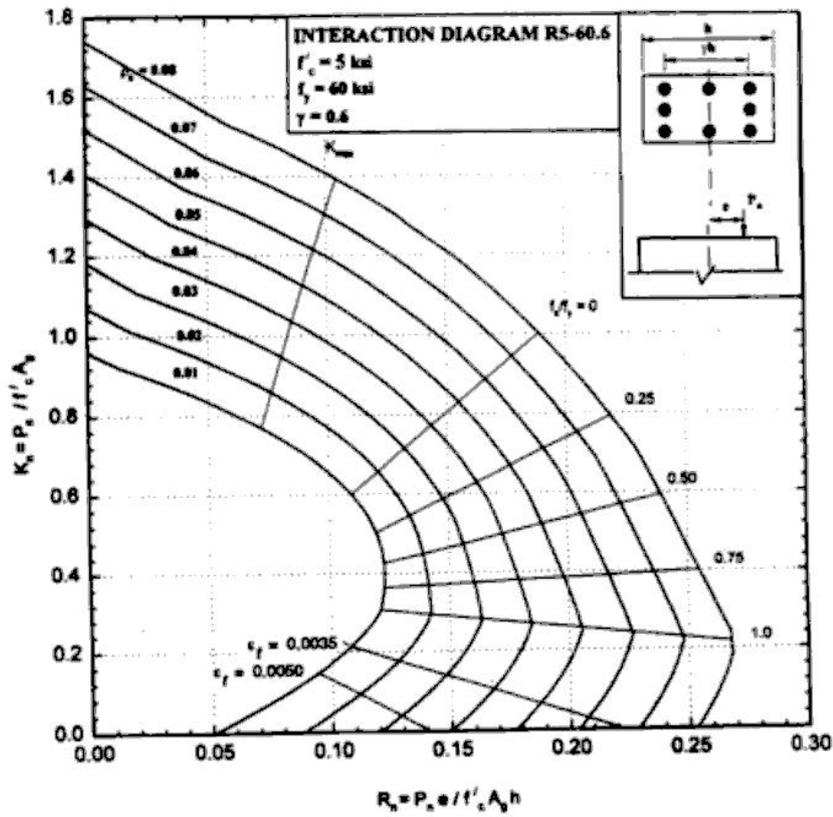


Diagrama C.9. Columna Rectangular, Refuerzo 4 caras, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ ACI # R5-60.6

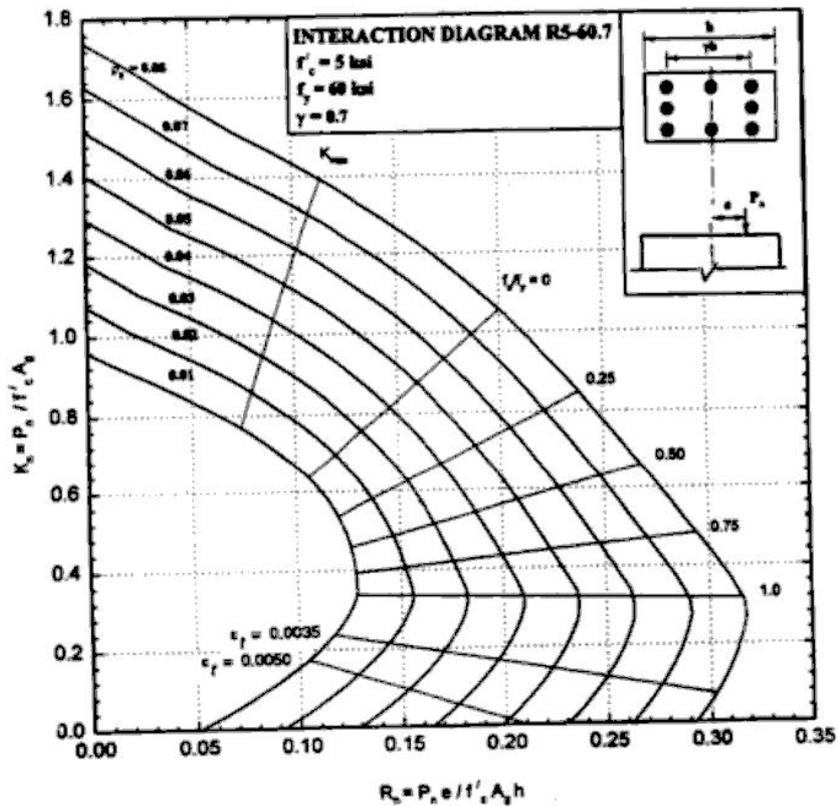


Diagrama C.10. Columna Rectangular, Refuerzo 4 caras, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ ACI # R5-60.7

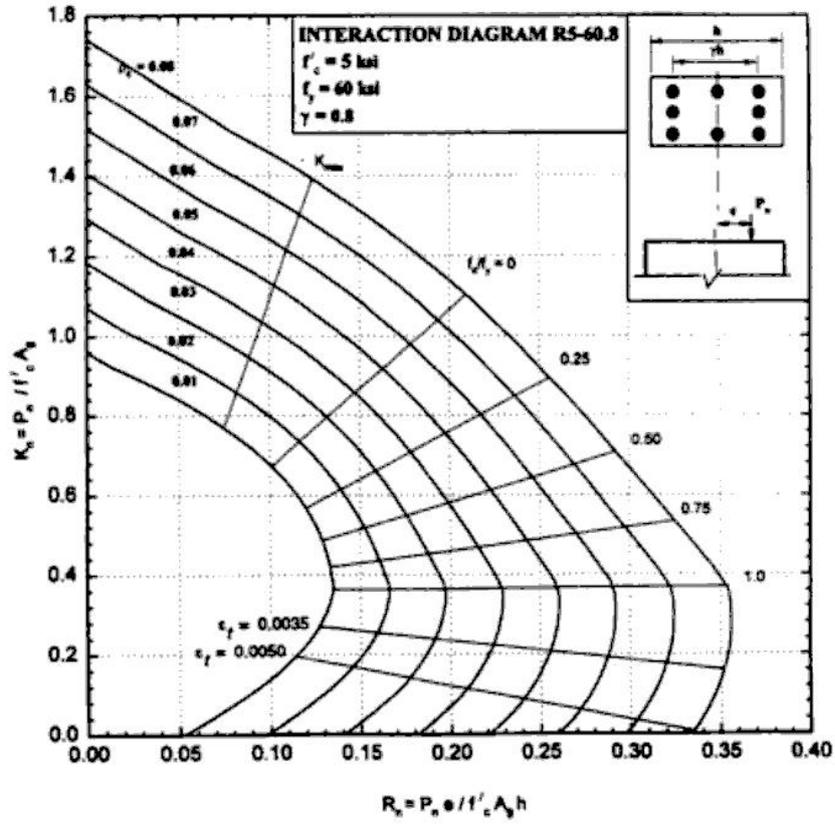


Diagrama C.11. Columna Rectangular, Refuerzo 4 caras, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ ACI # R5-60.8

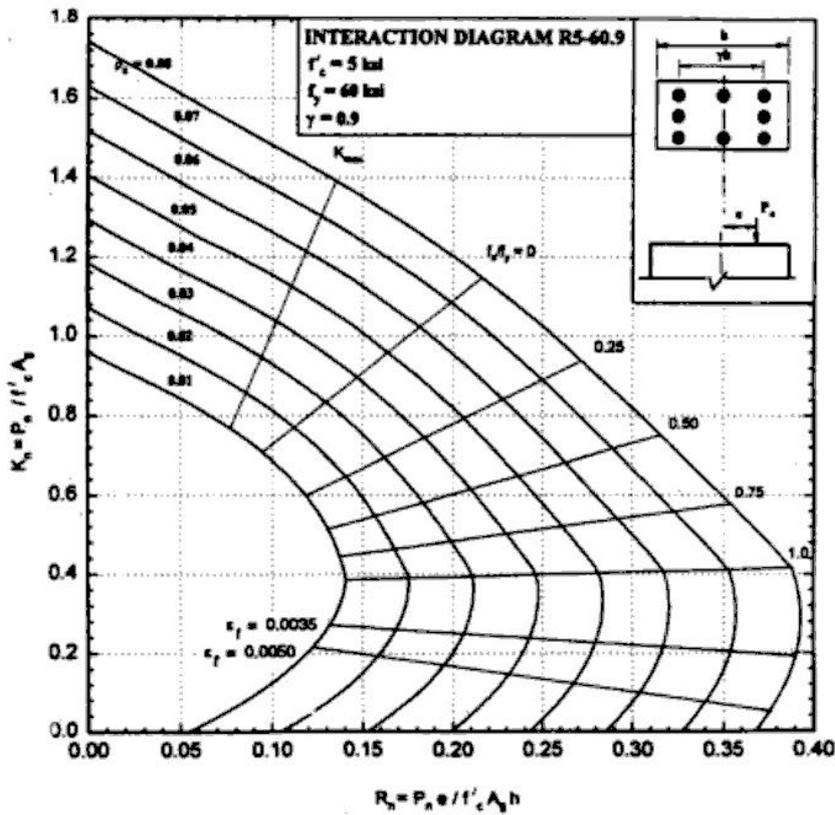


Diagrama C.12. Columna Rectangular, Refuerzo 4 caras, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ ACI # R5-60.9

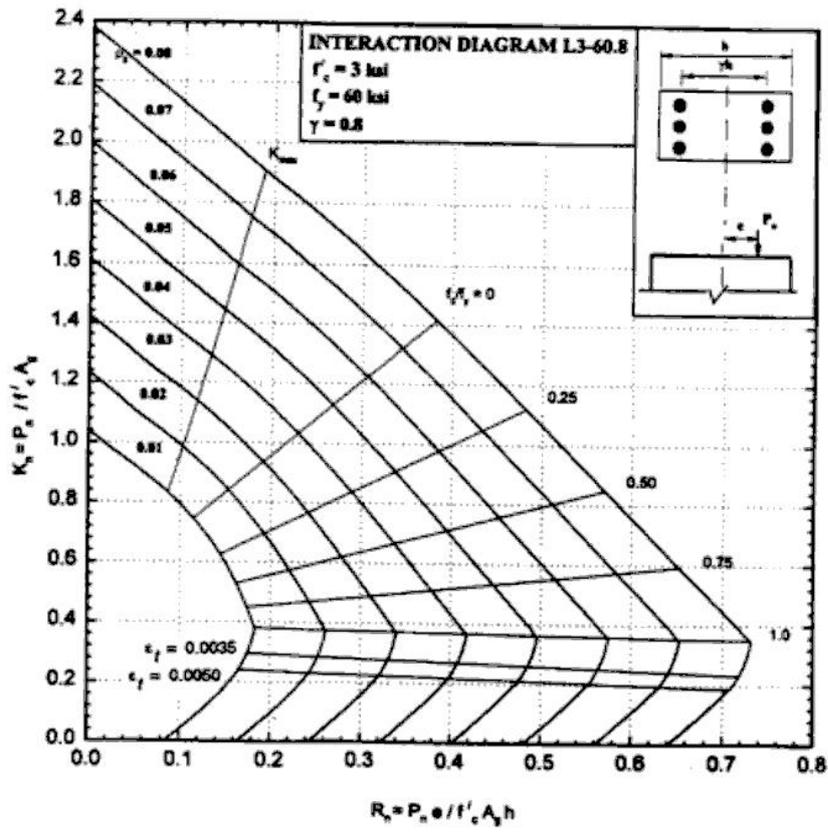


Diagrama C.19. Columna Rectangular, Refuerzo 2 caras, $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ACI # L3-60.8

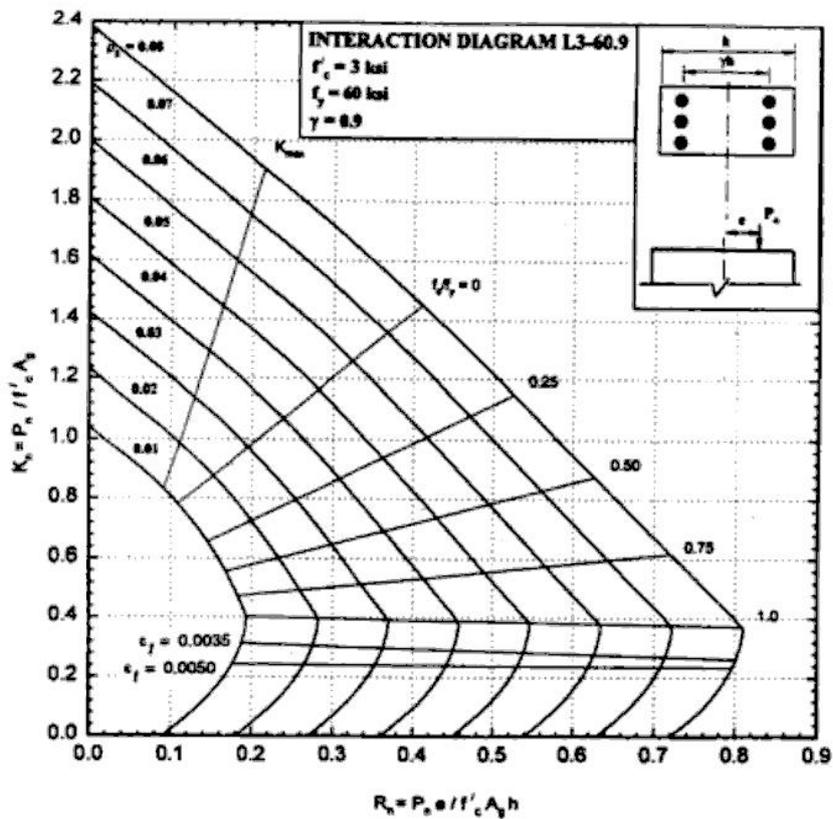


Diagrama C.20. Columna Rectangular, Refuerzo 2 caras, $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ACI # L3-60.9

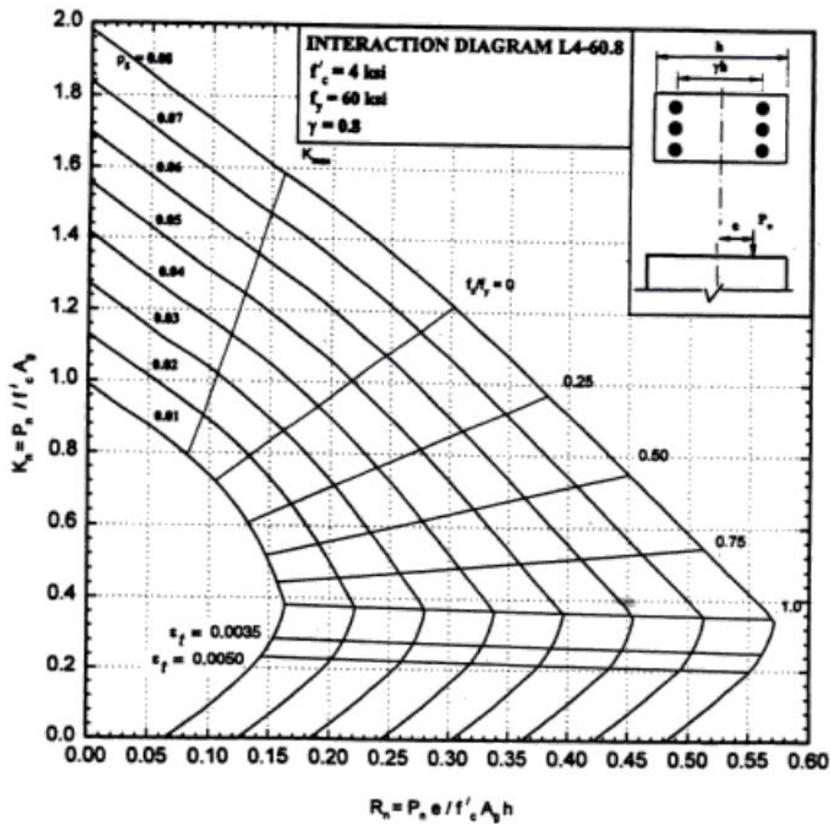


Diagrama C.23. Columna Rectangular, Refuerzo 2 caras, $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ ACI # L4-60.8

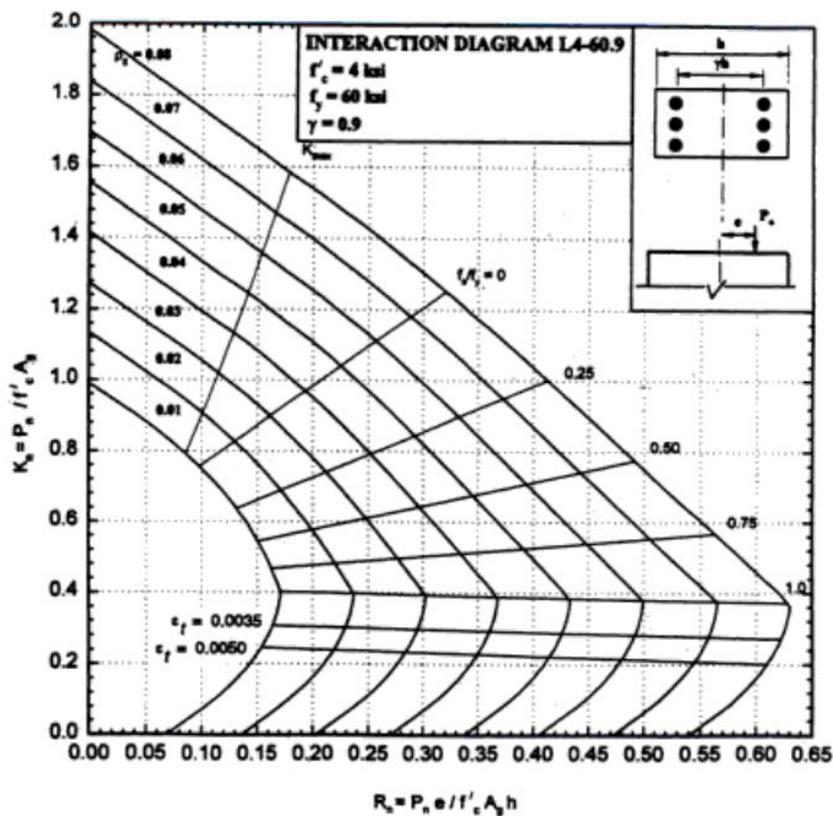


Diagrama C.24. Columna Rectangular, Refuerzo 2 caras, $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ ACI # L4-60.9

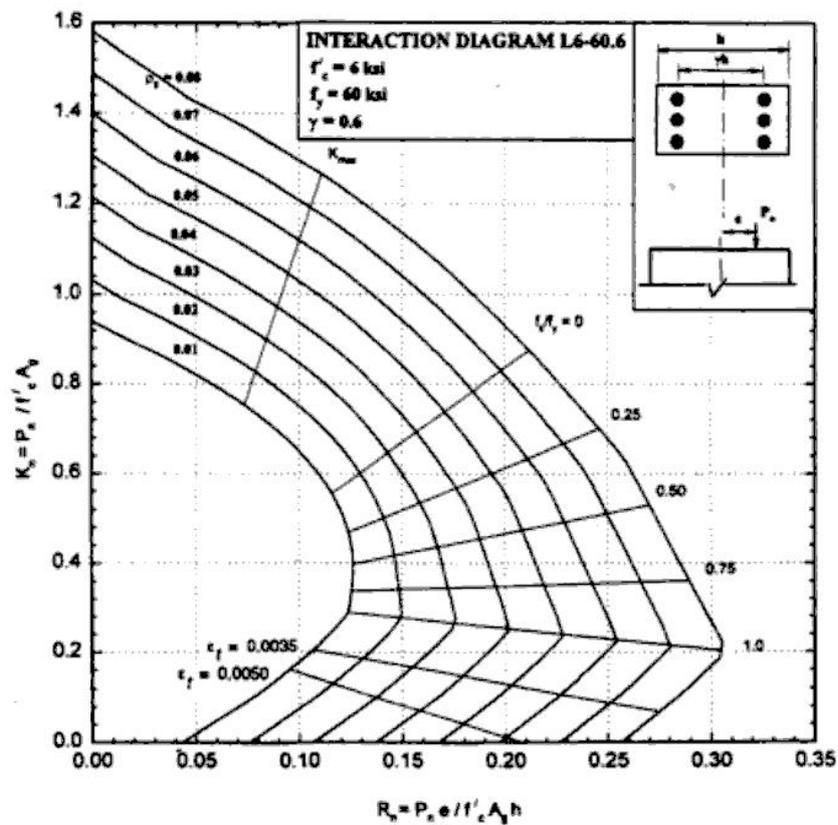


Diagrama C.29. Columna Rectangular, Refuerzo 2 caras. $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$ ACI # L6-60.6

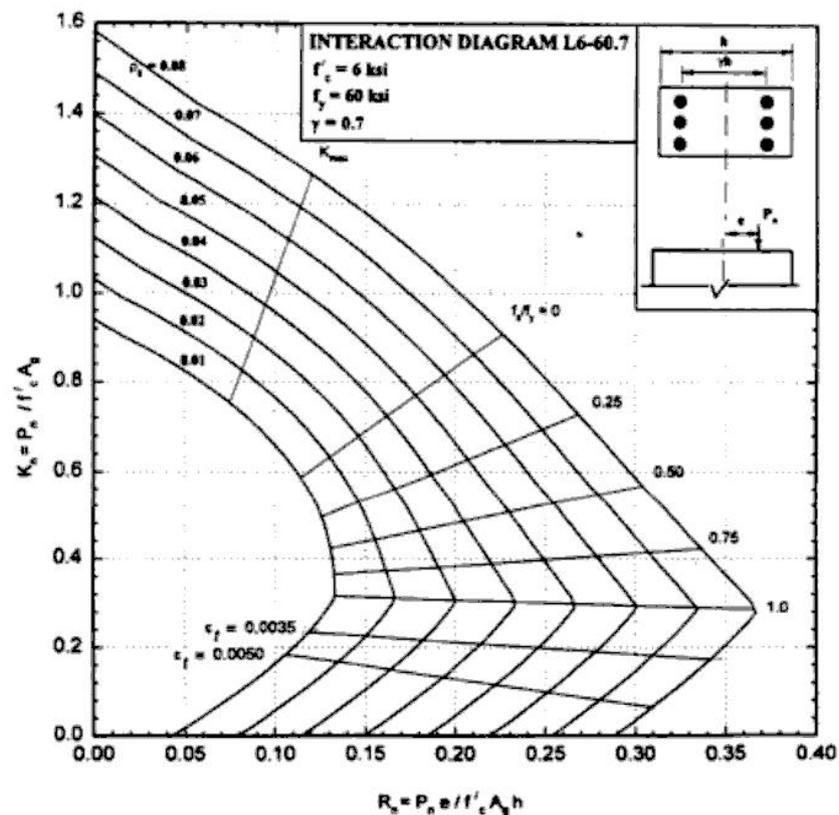


Diagrama C.30. Columna Rectangular, Refuerzo 2 caras. $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$ ACI # L6-60.7

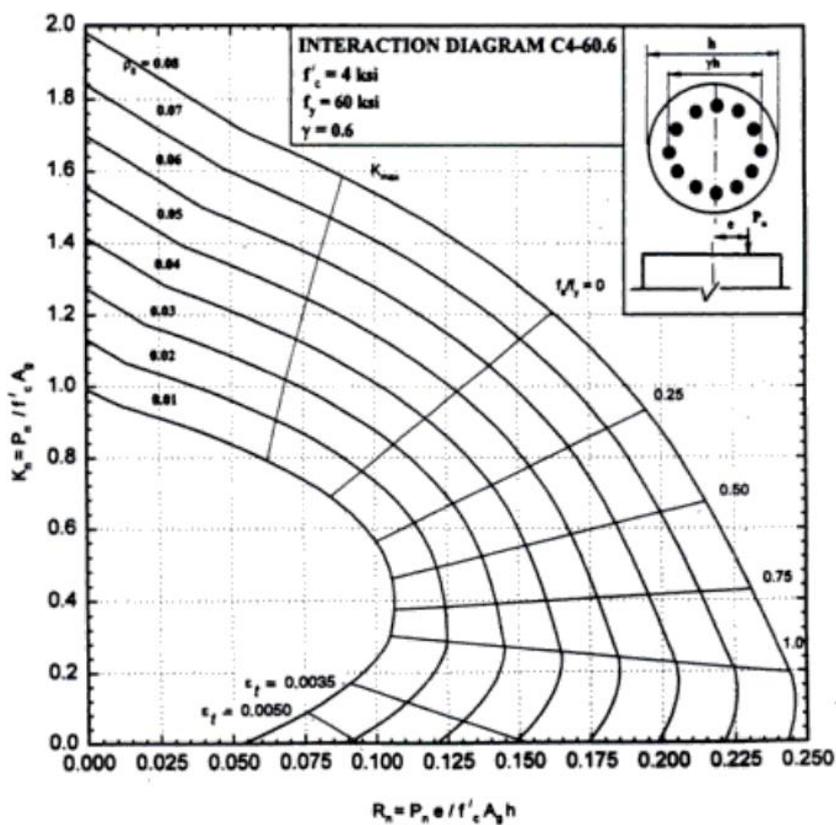


Diagrama C.37. Columna Circular, Refuerzo Uniforme, $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ ACI # C4-60.6

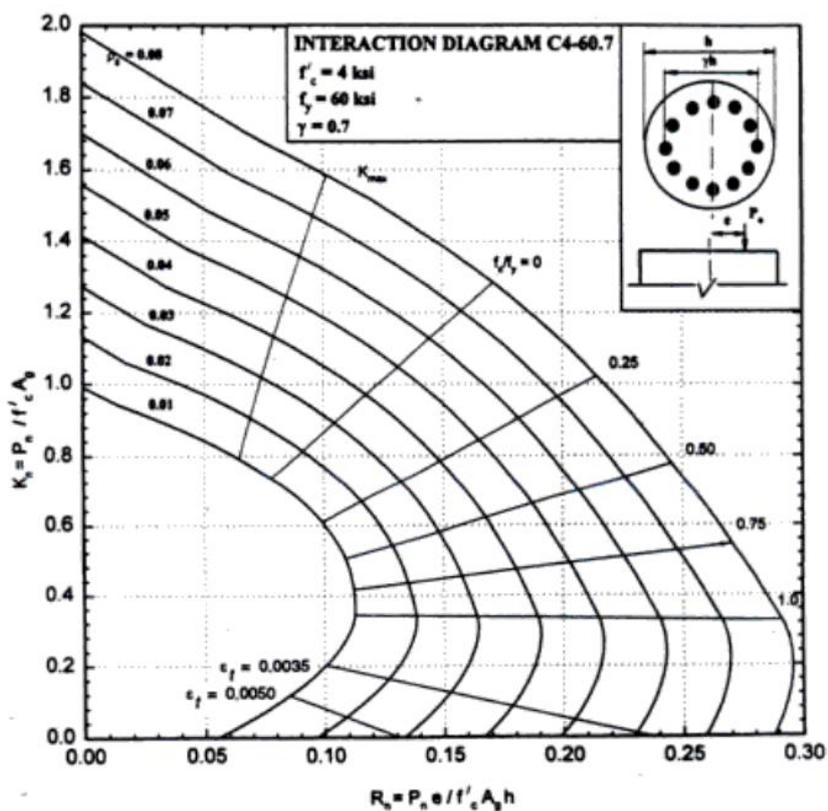


Diagrama C.38. Columna Circular, Refuerzo Uniforme, $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ ACI # C4-60.7

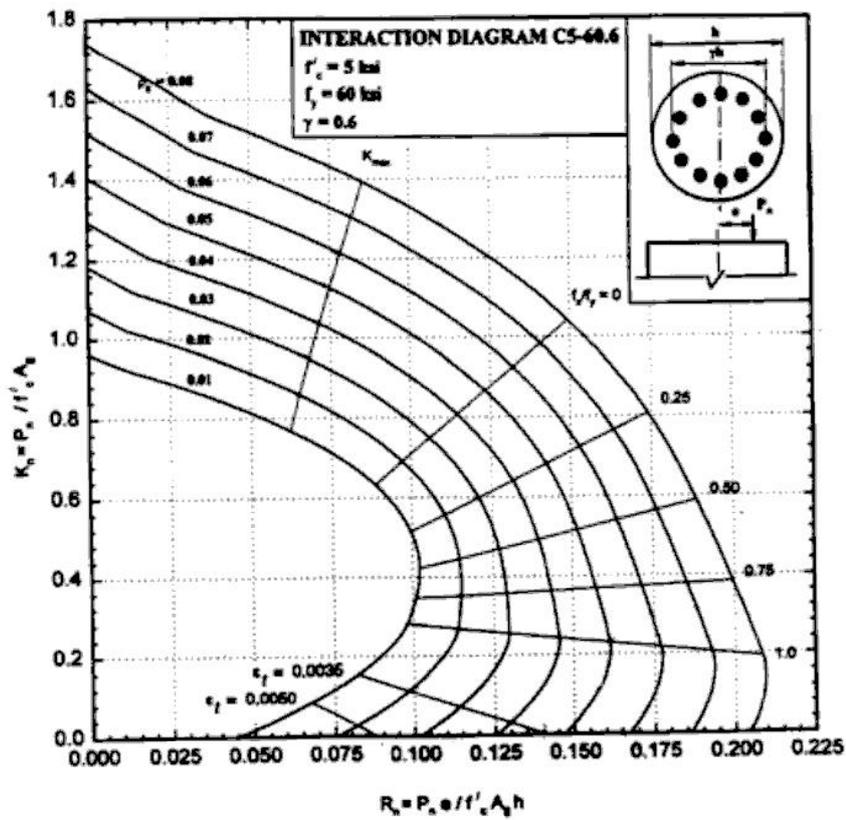


Diagrama C.41. Columna Circular, Refuerzo Uniforme, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ ACI # C5-60.6

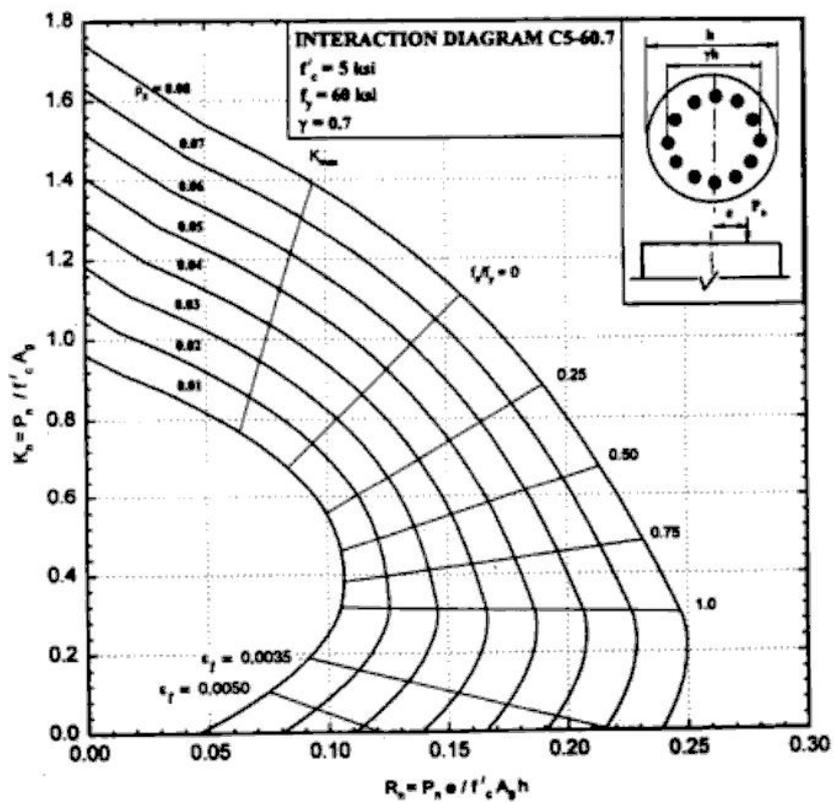
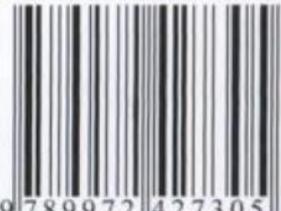


Diagrama C.42. Columna Circular, Refuerzo Uniforme, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ ACI # C5-60.7

ISBN 9972-42-730-7



9 789972 427305

Copyrighted material.