

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](#)



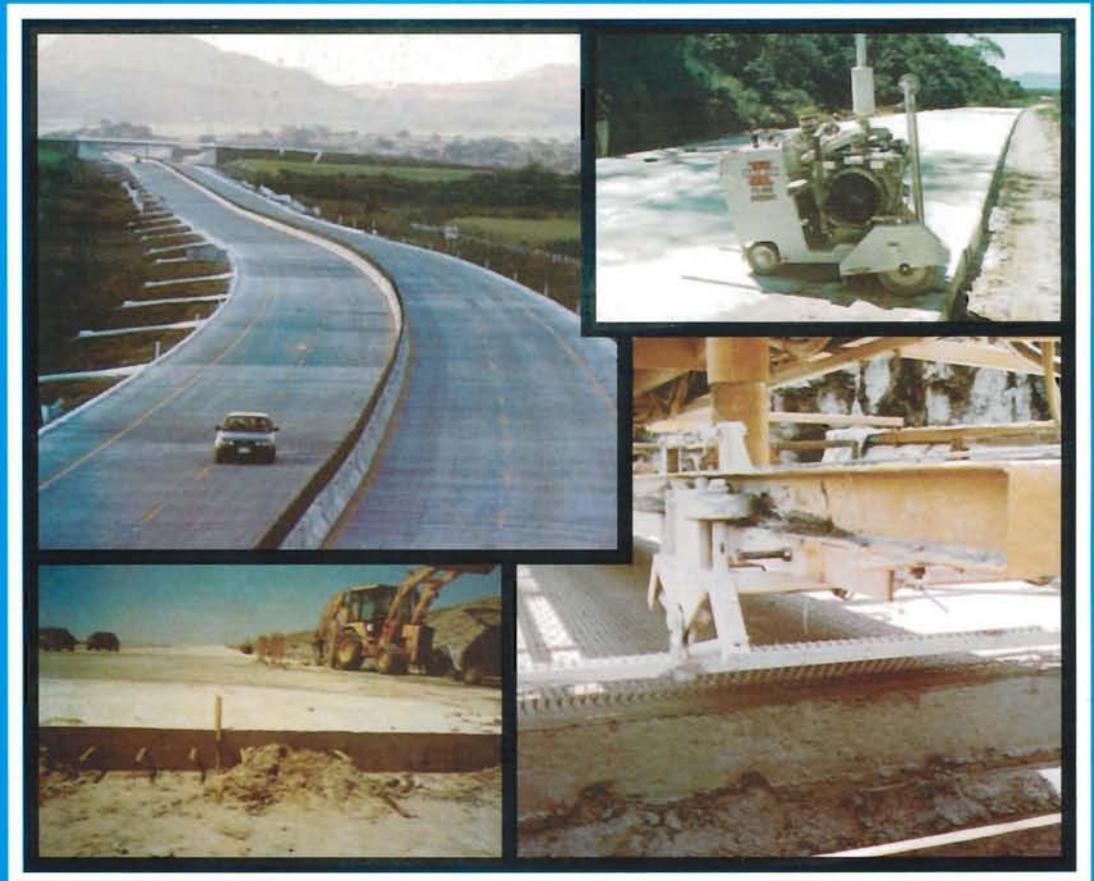
[Canal de WhatsApp \(Convenio Institucional\)](#)



imcyc

Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos

Ing. Aurelio Salazar Rodríguez



Prólogo

En la actualidad, el tema de los pavimentos rígidos ha venido adquiriendo importancia sustancial por varias razones. Si bien el empleo de esta modalidad de pavimento se remonta al primer tercio de este siglo, sobre todo en las vialidades urbanas, no ocurría lo mismo en su aplicación en un contexto más general, como es el caso de las obras de tipo industrial, comercial y, sobre todo, en el sector carretero.

Con la introducción reciente en nuestro país de tecnología industrializada para la construcción de pavimentos rígidos se ha venido presentando la necesidad de entender a cabalidad sus bases de planeación, diseño y construcción e incluso las relativas a su mantenimiento y rehabilitación. Como en los países desarrollados, la tecnología actual permite que la diferencia entre el costo inicial de secciones equivalentes en pavimentos flexibles y rígidos ya no sea tan importante, cosa que en un pasado restringía el empleo más generalizado de secciones rígidas de pavimento.

En este orden de ideas, se puede mencionar que en prácticamente todos los análisis económicos nunca se realizaba un análisis de costo a largo plazo, esto es, durante la vida útil de las obras, en donde se tomaran en cuenta las inversiones iniciales, las atribuibles a la conservación para mantener los índices de servicio adaptables y consecuentemente las correspondientes a rehabilitaciones y reconstrucciones.

En nuestra práctica es común que enfrentemos el proyecto y construcción de pavimentos rígidos con herramientas teórico-prácticas, lo que limita e incluso constituye un factor de obsolescencia. Ocurre también que los documentos y literatura especializada actualizada sobre el tema no siempre esté disponibles para muchos profesionales encargados de los tópicos arriba mencionados. Asimismo, es frecuente que encontremos que la literatura al respecto, por cierto abundante, se encuentre dispersa, razón por la cual algunos proyectos no se completan con las mejores especificaciones relativas a construcción y control de calidad de los materiales asociados a la obra.

Mediante la impartición de cursos promovidos por el IMCYC sobre pavimentos rígidos en muchas de las ciudades del país, el autor tuvo la oportunidad de escuchar y evaluar las inquietudes y necesidades más frecuentes sobre este tema. En estos talleres de entrenamiento participaban ingenieros y arquitectos que tenían la responsabilidad de ejecutar diseños, inspecciones de obra, supervisión y mantenimiento de obras de pavimentación. Basado en lo anterior, esta obra pretende conjuntar una serie de conocimientos básicos con que debe contar el personal profesional responsable de las tareas antes citadas. Se buscó en todo momento darle un enfoque práctico para que su empleo sea versátil dentro de lo posible, y se trató de evitar aquellos planteamientos teóricos que, dicho sea de paso, se tratan con mayor rigor y profundidad en libros de texto existentes.

El libro bien pudiera dividirse en dos partes. En la primera, que comprende de los capítulos 1 al 6, se presenta la información básica con que debe contar un inspector o residente de obra. Asimismo, se tratan aspectos constructivos y aplicaciones comunes de pavimentos rígidos, principalmente de vialidades urbanas. En la segunda parte, capítulos 7 al 11, se presentan algunos aspectos teóricos y de diseño útiles para la planeación, diseño y construcción de pavimentos rígidos. En la parte final se trata el tema de rehabilitación mediante reencarpado de concreto hidráulico.

En el capítulo 1 se enumeran una serie de requisitos y definiciones típicos en pavimentos rígidos, señalándose en especial la evaluación geotécnica necesaria para caracterizar las capas que forman el pavimento. El capítulo 2 complementa al anterior, pues trata sobre los componentes básicos del concreto de cemento portland. Se pone especial énfasis en el manejo y control de calidad recomendados de los materiales.

El capítulo 3 se refiere a la aplicación de pavimentos de concreto de cemento portland en vialidades urbanas. En él se describe de manera muy concisa las prácticas más recomendables respecto a la fabricación, transporte y tendido de mezclas.

Este capítulo se vincula con el 4, en el cual se detallan las preparaciones de las capas que componen el pavimento. Si bien se matizan las secuencias para vialidades urbanas, los procedimientos se pueden hacer extensivos para obras de pavimentación masivas, como es el caso de carreteras, desde luego con algunas variaciones. Con el fin de redondear un poco más este trabajo, en el capítulo 5 se presentan algunas guías de diseño y construcción de pavimentos adoquinados, como una variante de los pavimentos rígidos, aunque su comportamiento se asemeja más al de tipo flexible.

En el capítulo 6 se sintetizan los criterios de diseño y construcción de pavimentos rígidos en vialidades urbanas. Se proporcionan algunas ayudas de diseño simplificadas, haciendo siempre hincapié en la necesidad de realizar estudios más detallados según la importancia de las obras.

En lo que pudiera considerarse la segunda parte, en el capítulo 7 se presentan algunas consideraciones sobre el comportamiento y la respuesta de las losas de concreto sometidas a cargas externas y factores ambientales. Se introduce a mayor detalle el papel de las juntas de planeación, necesarias para un mejor funcionamiento y estética de las superficies de rodamiento. Junto con este tema, en el capítulo 8 se trata el aspecto primordial para el diseño óptimo de una estructura de pavimento, a saber, el tránsito vehicular. Se muestran las tipologías de enfoques de análisis, su evaluación y proporciona una guía práctica que permite cuantificarlos fácilmente.

En los capítulos 9 y 10 se describen dos de los métodos de diseño más populares, el de la American Association of State Highway Officials, AASHTO, y el de la Portland Cement Association, PCA: el primero de ellos es del tipo empírico mecanicista, y el segundo es francamente mecanicista. Resulta obvio decir que en la actualidad existen disponibles metodologías de diseño de naturaleza muy variada, algunas incluso soportadas en bases más rigurosas en cuanto a hipótesis de trabajo se refiere. Además, es un hecho afortunado que hoy día

se cuente con herramientas computacionales especiales para el dimensionamiento y la evaluación de pavimentos; no importa que éstos sean nuevos o si solamente se trata de evaluar las estructuras existentes para su conservación y rehabilitación.

Finalmente, y por considerarlo de primer importancia para el caso de muchos países en vías de desarrollo, se presenta un tema de tanta actualidad, como lo es el de rehabilitación de pavimentos dañados mediante sobrecarpetas de concreto. El tema considera los lineamientos generales y vigentes de la AASHTO. Se bosquejan criterios de identificación de deterioros, reparación de superficies de rodamiento de concreto hidráulico y la evaluación de estructuras existentes con fines de rehabilitación, entre otros. Para poder dimensionar las sobrecarpetas, también se incluye una secuencia detallada paso a paso.

Gran cantidad de la información presentada en este trabajo es de uso común en la literatura referente al tema, principalmente de instituciones orientadas, como son entre otras, la AASHTO, la PCA, la American Concrete Pavement Association, todas ellas de Estados Unidos de América, y el IMCYC, representando a las instituciones mexicanas. También se utilizó la desarrollada por otros colegas que amablemente dieron su consentimiento para su empleo en este libro; sin embargo, es justo mencionar que partes importantes y algunos capítulos se fueron gestando por la práctica profesional y la experiencia didáctica del autor en diversos proyectos y cursos de adiestramiento.

Finalmente, el autor agradece sinceramente el apoyo brindado para el feliz término de este esfuerzo a las autoridades del IMCYC, sin cuya contribución esta obra no hubiese sido posible. Mención especial de agradecimiento para el Ing. Raúl Huerta Martínez, quién pacientemente leyó y realizó sugerencias de manuscrito. A todos ellos muchas gracias.

Otoño de 1997

Semblanza del autor

Aurelio Salazar Rodríguez es ingeniero civil egresado de la Universidad Autónoma de Sinaloa. Tiene grado de maestro en Mecánica de Suelos por la UNAM y créditos completos para el estudio en Ingeniería Estructural por la Universidad Politécnica de Brooklyn, E.U.A.

El desempeño profesional de su carrera lo ha llevado a cumplir puestos de responsabilidad vinculados con la Geotecnia y nuevos proyectos constructivos. Su interés por las estructuras proviene desde que comenzó su actividad profesional como ingeniero de proyecto, se ha venido acrecentando con el paso de los años, por lo que ha llevado al ingeniero Salazar incluso más allá de las fronteras en busca de conocimientos más sólidos. Actualmente desempeña con ahínco sus actividades en el Instituto Mexicano del Cemento y Concreto, en calidad de Coordinador de Asesorías en Vías Terrestres, mismos que incluyen entre otros la difusión de temas relacionados con su especialidad, así como la supervisión de proyectos carreteros utilizando pavimentación rígida.

Hoy, su denuedo y tesón culminan en este libro, donde se reúnen sus investigaciones, experiencias y conocimientos sobre un tema que le apasiona y que reviste importancia primordial para el desarrollo vial de nuestro país.

El Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C., se complace en presentar a toda la comunidad de ingenieros esta obra, "Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos", que estamos seguros será de utilidad a cualquier nivel, desde el estudiante que inicia su carrera hasta el profesional que requiere de una obra de consulta veraz, escrita en su idioma y dentro de los parámetros de su ambiente cotidiano.

Estamos seguros de que esta obra satisfará las expectativas que su publicación suscite como libro de consulta y cumplirá con los objetivos planteados por su autor. Invitamos cordialmente a todo lector a adentrarse en sus páginas y a hacer de nuestro conocimiento sus observaciones y sugerencias.

Contenido

Capítulo 1. Introducción

1.1 ESTUDIOS PRELIMINARES	2
1.1.1 Tránsito vehicular	2
1.1.2 Geotecnia del sitio	2
1.2 PROPIEDADES DE LOS SUELOS	3
1.3 CAPAS DE UN PAVIMENTO	6
1.4 REQUISITOS DE LAS CAPAS DE APOYO	6
1.5 CONTROL DE CALIDAD DE TERRACERIAS	8

Capítulo 2. Componentes del concreto

2.1 CEMENTO	11
2.2 AGREGADOS	11
2.3 AGUA	12
2.4 ADITIVOS	12
2.5 CONTROL DE CALIDAD (AGREGADOS Y CEMENTO)	14

Capítulo 3. Concretos para vialidades urbanas

3.1 PREPARACION Y TRANSPORTE	15
3.2 CARGA Y MEZCLADO	17
3.3 DOSIFICACION	17
3.4 CONTROL DE CALIDAD	19

Capítulo 4. Vialidades urbanas

Preparación de las capas de apoyo

4.1 EQUIPO	21
4.2 SECUENCIA CONSTRUCTIVA	22
4.2.1 Capa sub-base	22
4.2.2 Capa base	23

4.3 BASES DE SUELO-CEMENTO	23
4.3.1 Ensayes de laboratorio comunes	24
4.3.2 Otros métodos aproximados	25
4.3.3 Secuencia detallada	32
4.3.4 Proporcionamientos aproximados y personal requerido	34
4.3.5 Control de calidad, criterios generales	35

Capítulo 5. Calles con adoquines

5.1. CRITERIO DE DISEÑO	38
5.2 SOLUCIONES TIPICAS	38
5.3 EQUIPO DE INSTALACION	39
5.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	40
5.4.1 Preparación del sitio	40
5.4.2 Colocación de adoquines	40
5.4.3 Restricción de orillas	40
5.4.4 Compactación	43
5.4.5 Terminado	45
5.5 RESTITUCION DE ADOQUINES EN ZONAS DE REPARACION	46
5.6 REQUISITOS Y CONTROL DE CALIDAD	47
5.7 CONSERVACION	48

Capítulo 6. Pavimentos de concreto hidráulico en vialidades urbanas

6.1 METODOLOGIAS DE DISEÑO	49
6.2 SOLUCIONES TIPICAS	51
6.3 REQUISITOS DE RESISTENCIA	51
6.4 CONSTRUCCION	53
6.5 EQUIPO	53
6.5.1 De fabricación del concreto	53

6.5.2 Transporte de la mezcla	53
6.5.3 De colocación	53
6.5.4 Equipo para el terminado superficial	55
6.5.5 Equipo para juntas	56
6.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	56
6.6.1 Actividades preliminares	56
6.6.2 Transporte de mezclas	57
6.6.3 Colocación y compactación	58
6.6.4 Terminación y texturizado	58
6.6.5 Curado	59
6.7 JUNTAS DE CONTROL	59
6.7.1 Sellado de juntas	60
6.8 EQUIPO DE PAVIMENTACION (CARRETERAS)	60
6.8.1 Descripción del equipo	60
6.8.2 Texturizado y curado	63
6.9 CONTROL DE CALIDAD	64
6.9.1 Control de calidad del concreto	64
6.9.2 Criterios de aceptación	67
6.9.3 Control de espesores	68
6.9.4 Tolerancias en la rugosidad superficial	69
6.10 CONSERVACION	70

Capítulo 7. Esfuerzos y deflexiones en pavimentos rígidos

7.1 FLEXION EN UNA PLACA INFINITA	72
7.2 ESFUERZOS DE ALABEO EN UNA LOSA FINITA	72
7.3 ESFUERZOS POR CARGAS DE TRAFICO	74
7.3.1 Carga Interior	75
7.3.2 Cargas en orillas	76
7.3.3 Llantas Dobles	76
7.4 ESFUERZOS DEBIDOS A FRICCION	76
7.5 CAMBIOS VOLUMETRICOS EN EL CONCRETO	77
7.6 MOVIMIENTOS DE JUNTAS	77
7.7 ESFUERZOS EN EL ACERO	78
7.8 PASAJUNTAS Y DISTRIBUCION DE JUNTAS	80
7.8.1 Diseño de pasajuntas	80
7.8.2 Acción de grupo de las pasajuntas	81
7.8.3 Diseño de juntas	81
7.9 SELLANTES	84
7.10 DESCRIPCION DE MATERIALES SELLANTES Y ENSAYES	88
7.10.1 Materiales de sello	88
7.11 REFLEXIONES ADICIONALES SOBRE TRANSFERENCIA DE CARGAS (PAVIMENTOS CON PASAJUNTAS)	89
7.11.1 Problemas relacionados con juntas	89
7.11.2 Algunas recomendaciones	90
7.11.3 Problemas potenciales	90

7.12 HIDRODINAMICA DEL PROBLEMA DE BOMBEO O "PUMPING"	91
7.13 DRENAJE EN EL CONJUNTO SUB-BASE-ACOTAMIENTO- LOSA	92

Capítulo 8. Cargas por tránsito

8.1 TRANSITO FIJO	95
8.2 VEHICULO FIJO	95
8.3 VEHICULO Y TRAFICO VARIABLES	95
8.4 ANALISIS DE DAÑO, CONCEPTO GENERAL	95
8.5 CARGA DE UNA LLANTA SENCILLA EQUIVALENTE	97
8.6 FACTOR DE EQUIVALENCIA DE CARGA POR EJE	97
8.7 ANALISIS DE TRAFICO	97

Capítulo 9. El método AASHTO para pavimentos rígidos

9.1 DESCRIPCION DEL METODO	110
9.2 FACTORES DE DISEÑO	113
9.3 EMPLEO DE GRAFICAS DE DISEÑO	120
9.4 DISEÑO GEOMETRICO	122

Capítulo 10. Método de la PCA

10.1 ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL METODO	131
10.2 TRANSITO	135
10.3 FACTORES DE SEGURIDAD	135
10.4 RESISTENCIA DEL CONCRETO	141
10.5 CRITERIO DE FATIGA	141
10.6. CRITERIO POR EROSION	142
10.7. ACOTAMIENTOS	143
10.8 PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE DISEÑO, PCA	146

Capítulo 11. Rehabilitación de pavimentos por medio de sobrecarpetas

11.1 INTRODUCCION	157
11.2 SELLO	157
11.3 REPARACIONES DE LOSAS DE CONCRETO EN TODA LA PROFUNDIDAD	158
11.4 REENCARPETADO	161
11.4.1 La conveniencia del refuerzo	162
11.5 CONSIDERACIONES IMPORTANTES EN EL DISEÑO DE SOBRECARPETAS*	162
11.5.1 Reparación previa a la sobrecarpeta	163
11.5.2 Medidas para el control de reflexión de grietas	163
11.6 CARGAS DE TRANSITO	163
11.7 SUBDRENAJE	164

11.7.1 Roderas en pavimentos CA	165	11.20.2 Reparaciones previas	182
11.7.2 Fresado de una superficie de CA	165	11.20.3 Control de reflexión grietas	182
11.7.3 Reciclado del pavimento existente	165	11.20.4 Subdrenaje	183
11.8 COMPARACION ENTRE SOBRECARPETAS CON FUNCION ESTRUCTURAL - FUNCIONAL	165	11.20.5 Diseño del espesor	183
11.9 ACOTAMIENTOS	166	11.20.6. Acotamientos	191
11.10 DURABILIDAD DE UNA LOSA CCP EXISTENTE .	166	11.20.7. Juntas	191
11.11 JUNTAS EN SOBRECARPETAS CCP	166	11.20.8 Procedimientos de adhesión y materiales . .	191
11.12 REFUERZO DE SOBRECARPETA DE CONCRETO	166	11.20.9. Ensanches	192
11.13 CAPAS DE ADHERENCIA Y SEPARADORAS EN SOBRECARPETAS DE CONCRETO	166	11.21 SOBRECARPETAS NO ADHERIDAS DE CCP, CSP Y CCR , DE CCP, CSP , CCR	192
11.14 NIVEL DE CONFIABILIDAD DEL DISEÑO DEL SOBRECARPETA Y DESVIACION ESTANDAR PROMEDIO	166	11.21.1 Viabilidad	192
11.15 AMPLIACION DEL PAVIMENTO	167	11.21.2 Reparaciones previas a la sobrecarpeta . . .	192
11.16 ERRORES POTENCIALES Y POSIBLES AJUSTES EN EL PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DEL ESPESOR . .	167	11.21.3 Control de reflexión de grietas	193
11.17 EJEMPLOS DE DISEÑOS Y DOCUMENTACION .	168	11.21.4 Subdrenaje	193
11.18 EVALUACION DE PAVIMENTOS PARA EL DISEÑO DE SOBRECARPETAS	168	11.21.5 Diseño del espesor	193
11.18.1 Diseño de una sobrecarpeta a lo largo de un tramo	168	11.21.6 Acotamientos	197
11.18.2 Evaluación funcional de un pavimento existente	169	11.21.7 Juntas	197
11.18.3 Evaluación estructural del pavimento existente	170	11.21.8 Refuerzo	198
11.18.4 Módulo de resiliencia Mr y su determinación para diseño	173	11.21.9 Capa de separación-compensación	198
11.19 METODOS DE DISEÑO	174	11.22 SOBRECARPETAS PCCP, PCSP, PCCPYR ,Y PCCR SOBRE UN PAVIMENTO ASFALTICO "Whitetopping" .	199
11.19.1 Enfoque de espesores efectivos	175	11.22.1 Viabilidad	199
11.19.2 Enfoque por deflexiones	175	11.22.2 Reparaciones preliminares	199
11.19.3 Enfoques empírico-mecanísticos	175	11.22.3. Control de reflexión de grietas	199
11.19.4 El método de la PCA	176	11.22.4 Subdrenaje	199
11.19.6 Sobrecarpetas de concreto adheridas	181	11.22.5 Diseño del espesor	199
11.20 SOBRECARPETAS ADHERIDAS DE CONCRETO DE PCSJ PCCP, PCCPyR, Y PCCR	182	11.22.6. Acotamientos	205
11.20.1 Viabilidad	182	11.22.7. Juntas	205
		11.22.8. Ampliación	205
		Lista de símbolos	207

Introducción

Para el ingeniero de obra civil, supervisores e inspectores de obra, en ocasiones resulta necesario contar con información oportuna y de fácil aplicación, a fin de dar respuesta inmediata a los problemas cotidianos en el campo. Ello es particularmente cierto en problemas de obra civil en donde las prácticas o estándares, si bien existentes, no son lo accesibles o específicos que el ingeniero de campo quisiera. Esto es muy común en el dimensionamiento y la construcción de pavimentos de concreto, tanto en áreas urbanas como en caminos, en donde la literatura acerca de los criterios de ejecución de pavimentos es muy dispersa. Si bien existen reglas de diseño y construcción que siguen rigiendo tales rubros a través de los años, también lo es que gran variedad de problemas de dimensionamiento de espesores de problemas, así como su construcción, se pudieron haber evitado si se hubiese contado con información oportuna y expedita, basada en prácticas ingenieriles razonables.

El presente volumen tiene como objetivo cubrir la separación que prevalece entre los planteamientos puramente teóricos de diseño y las reglas meramente empíricas con que frecuentemente se resuelven estos problemas.

En la primera parte se presentan los lineamientos generales de diseño y construcción de pavimentos de concreto hidráulico a ser construido en calles de zonas residenciales, calzadas, patios de bodegas, etc. Se hace especial énfasis en el aspecto práctico de cada uno de los conceptos que intervienen. Cuando es necesario, se sugiere literatura especial para algunos tópicos determinados, de manera que algunas prácticas de diseño y construcción de los pavimentos rígidos queden plenamente aprobadas y justificadas desde el punto de vista teórico y dentro de juicios ingenieriles racionales. En la segunda parte se discute el diseño de pavimentos de manera más formal.

Los primeros capítulos de esta edición se centrarán fundamentalmente en obras de pavimentación relativamente pequeñas, dejando de lado los procesos más rigurosos que se

requieren tanto en el diseño como en la construcción de carreteras y autopistas. De esta manera, se pretende aportar al constructor, inspector e incluso al personal técnico y de campo, bases ingenieriles sanas y de aplicación sencilla para ayudar a la toma de decisiones.

En la segunda parte, a partir del capítulo 7, se proporcionan lineamientos generales relativos al diseño y la construcción de pavimentos. Se hace especial mención del caso de las carreteras y en vista del gran interés e importancia que revisten en nuestro país la evaluación y rehabilitación de las vialidades y carreteras, en el capítulo 11 se presentan algunas ideas y prácticas recomendables acerca del reencarpetado con concreto hidráulico. Esta parte del libro se apoya en los lineamientos establecidos por ASSHTO.

A partir del capítulo 12 se intenta mostrar de manera sencilla y resumida los criterios y requerimientos básicos para lograr una buena ejecución de banquetas, guarniciones, pisos, pasajes peatonales y pavimentos, empleando para ello concretos de buena calidad.

Respecto a este último punto, se proporcionan los pautas generales para su correcta elaboración, supervisión y mantenimiento.

En la medida de lo posible se hará referencia a las normas de calidad que rigen los componentes del concreto, así como las de las mezclas una vez realizadas.

Sin embargo, se recomienda que el encargado del diseño y la construcción de los proyectos coteje las recomendaciones aquí vertidas con lo dispuesto en el reglamento de las construcciones locales o agencia de caminos de la entidad en donde se realice el proyecto, de manera que los estándares de calidad de los materiales y la ejecución de obra coincidan con lo estipulado en tal normatividad.

1.1 ESTUDIOS PRELIMINARES

Antes de iniciar cualquier proyecto de pavimentación se deberán tener en cuenta, específicamente para el área, tramo o zona a construir, las siguientes consideraciones:

- * Tránsito vehicular de la calle, cruce, patio, corredor, etc.
- * Condiciones del terreno de apoyo.
- * Descripción y especificaciones de materiales para la fabricación del concreto.
- * Confiabilidad del proyecto.
- * Diseño geométrico.

1.1.1 Tránsito vehicular

En la medida de lo posible, todas las secciones para pavimentar deberán estar dimensionadas de acuerdo con aforos de tránsito confiables. Se sugiere que cada municipio, cuerpo técnico de la entidad federativa interesada o institución encargada del proyecto, proceda al conteo del tipo y la distribución de vehículos. Para ello se deberá conocer claramente el tipo, peso y características de estos últimos. Se deberá poner especial atención a las probables sobrecargas por ejes de los camiones.

Dado que las condiciones de tránsito son distintas para cada zona en particular, aun dentro de una misma ciudad, es difícil tipificarlas mediante el empleo de tablas, debido más que nada a las condiciones variables de crecimiento poblacional y de la actividad económica particular inherente a cada zona urbana.

Cuando se obtienen aforos vehiculares de manera rutinaria en lugares y vialidades perfectamente identificados, sí es posible elaborar tablas que muestren el tipo de calle, periférico, eje vial, patio de maniobra, etc., y los volúmenes de tránsito tanto actuales como aquél que el pavimento tendrá que soportar a lo largo de la vida del proyecto. Para ello se establecerán los factores de proyección resultantes al adoptar las tasas de crecimiento anual previstas.

Una vez realizado lo anterior, se verá la conveniencia de transformar los pesos por eje de vehículos a pesos por ejes equivalentes de 8.2 ton, a fin de cuantificar las cargas de tránsito heterogéneo en términos de ejes sencillos ya normalizados. Para ello se emplearán los factores de equivalencia que consigna la ASSHTO¹. Cuando ya se conoce el número total de ejes sencillos acumulados de 8.2 ton en la vida del proyecto, se procede a tipificar normalmente los suelos existentes en la zona destinada para la construcción, así como las características del concreto que se empleará. Para proyectos pequeños existen tablas y/o gráficos que muestran los espesores sugeridos para ciertas características del concreto a emplear y del terreno de apoyo. En el capítulo 8 se analizan con mayor detalle el aspecto de tránsito y los factores de equivalencia.

Posteriormente se discutirán de manera general los aspectos más relevantes para el diseño de pavimentos, a saber, suelos de apoyo y tipos de concreto a emplear. Más adelante se analizarán y subdividirán las recomendaciones de diseño y construcción para cada tipo de proyecto.

1.1.2 Geotecnia del sitio

El tipo de suelos existente en el sitio determinará en gran medida la estructura del pavimento a construir. Así, en la gran mayoría de los casos, por condiciones de trazo geométrico, topografía y calidad de los suelos naturales de apoyo, es necesario colocar una capa de transición sobre la cual se construyan las losas de concreto. Esta capa generalmente será de mejores características de resistencia y de deformación que los suelos existentes en la zona.

Por considerar de importancia delinear aquí algunos criterios de identificación y clasificación de los tipos de suelo más comunes encontrados, a continuación se describen los suelos de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS.

Suelos gruesos

GW- Gravas bien graduadas. Mezclas de arena y gravas, prácticamente sin finos. El coeficiente de uniformidad, $C_u = D_{60} / D_{10}$, es mayor a 4, y el coeficiente de curvatura, $C_c = (D_{30})^2 / D_{10} \times D_{60}$ está comprendido entre 1 y 3.

GP- Gravas mal graduadas. Consisten también de mezclas de arena y grava, pero este material no cumple con los requisitos de distribución granulométrica definidos por los coeficientes anteriores.

Este tipo de materiales se encuentra prácticamente libre de finos (limos o arcillas).

GM- Gravas limosas. Son mezclas de grava y arena con limo. La parte fina, o sea los limos, tiene límites de plasticidad que los sitúan bajo la línea "A" de la carta de plasticidad propuesta por Casagrande.

GC- Gravas arcillosas. Mezclas de grava, arena con arcilla. Sus límites de consistencia, líquido y plástico, se sitúan por encima de la Línea "A" de la carta de plasticidad. El índice de plasticidad, definido como la diferencia entre los límites líquido y plástico, es mayor que 7.

SW- Arenas bien graduadas, arenas con gravas con poco o nada de finos. $C_u > 6$, $1 < C_c < 3$.

SP- Arenas mal graduadas, arenas con gravas, con muy poco o nada de finos. Los coeficientes de uniformidad y curvatura no cumplen según lo indicado para las arenas bien graduadas.

SM- Arenas limosas. Los límites de plasticidad (o de Atterberg) se sitúan por debajo de la línea "A", $I_p < 7$.

SC- *Arenas arcillosas*. Mezclas de arcillas y arena. Los límites de plasticidad se localizan por arriba de la línea "A". El índice de plasticidad, $I_p > 7$.

Dependiendo del contenido de finos², los materiales gruesos se clasifican como sigue:

Menos de 5%	GW, GP, SW, SP
5 a 12%	Se requieren dobles símbolos. Condiciones de frontera.
Más del 12%	GM, GC, SM, SC

Suelos finos de baja plasticidad (límite líquido menor a 50 %)

ML- Limos inorgánicos y arenas muy finas, talco de roca, arenas limosas o limos arcillosos con plasticidad moderada.

CL- Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con gravas, arcillas arenosas.

OL- Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.

Suelos de alta plasticidad (límites líquidos mayores a 50 %)

MH- Limos inorgánicos, arena muy fina, micácea.

CH- Arcillas inorgánicas de alta plasticidad

OH- Arcillas orgánicas de mediana plasticidad. Limos orgánicos.

Pt- Turbas y otros suelos altamente orgánicos.

Los anteriores símbolos se obtienen entrando a la carta de plasticidad del SUCS en cualquier texto de Mecánica de Suelos. Al final del capítulo 10 aparece una clasificación de suelos de acuerdo a la AASHTO.

1.2.1 Definiciones

Límite líquido, LL: es el estado del suelo cuando se comporta como una pasta fluida. Se define como el contenido de agua necesario para que, a un determinado número de golpes (normalmente 25), en la copa de Casagrande, se cierre 1.27 cm a lo largo de una ranura formada en un suelo remoldeado, cuya consistencia es la de una pasta dentro de la copa. Las dimensiones del ranurador están normalizadas. En su parte inferior tiene un ancho de 2 mm, mientras que en su parte superior es variable. La altura del suelo ensayado dentro de la cápsula es de 8 mm. Conociendo de tres a cuatro contenidos de agua en la vecindad del mencionado límite, con sus respectivos números de golpes, se traza una curva \log de N^o de golpes - Hume-

dad. La ordenada correspondiente a la abscisa de los 25 golpes representa el contenido de agua que define al LL.

Límite plástico, LP: estado límite del suelo ya un poco endurecido, pero sin llegar a ser semisólido. Se obtiene formando un rollo de suelo de 3 mm de diámetro, al que se determinará el contenido de agua cuando empiece a mostrar desmoronamientos. La manera de obtener este contenido de agua en laboratorio es como sigue: se forma un cilindro de suelo de 3 mm de diámetro y se enrolla sobre una superficie dura y cubierta de papel, totalmente seca, o sobre una placa de vidrio, para acelerar la pérdida de agua. Los rollitos se hacen de manera sucesiva en una misma muestra hasta que se obtengan los 3 mm. Luego se presiona para formar una pastilla. Se reinicia y se forma otra vez el rollito, de manera que el cilindro presente agrietamiento cuando alcance los 3 mm de diámetro. El contenido de agua determinado una vez alcanzado este estado se conoce como el Límite Plástico.

Índice plástico: es la diferencia algebraica entre los límites líquido y plástico. $LL - LP$.

Permeabilidad: se puede definir como la facilidad con que el agua circula a través del suelo. Se expresa en términos de velocidad de flujo, y de acuerdo con la ley de Darcy para flujo laminar:

$$v = k \cdot i$$

Donde:

i = gradiente hidráulico, el cual se define como la relación que guarda la diferencia de las alturas piezométricas entre dos puntos de la masa de suelo dividida entre la distancia que los separara

k = coeficiente de permeabilidad definido según la ley de Darcy, en unidades de longitud/tiempo.

La siguiente tabla nos da una idea de los rangos típicos de los valores del coeficiente k , en cm/seg:

10^2	10^0	10^{-3}	10^{-7}	10^{-9}
Gravas limpias, GW, GP	Gravas limpias y mezclas de arena, GW, GP, SW, SP, SM	Mezclas de arena limosa, SM, SL, SC	Arcillas	

1.2 PROPIEDADES DE LOS SUELOS

Granulometría: es la propiedad que tienen los suelos naturales de mostrar diferentes tamaños en su composición. Su determinación en laboratorio es como sigue: se toman las mezclas a analizar y

se pasan por mallas de aberturas conocidas de acuerdo con las normas³ ya establecidas para este propósito. Después se pesa el material retenido en cada una de las mallas y se grafican los resultados, formándose así una curva entre los tamaños de las partículas y los porcentajes en peso que pasan una malla dada. Los tamaños inferiores a la malla 200 se consideran finos. La última porción granulométrica se puede obtener por lavado en lugar de usar todas las mallas. Si se pretende obtener la graduación de esta porción fina, ello se hará mediante la prueba del hidrómetro.⁴

Resistencia a la degradación: es la propiedad de los materiales que indica el grado de desintegración y descomposición que sufren las partículas del suelo al ser sometidas a diferentes agentes de intemperismo físico o a cargas por tránsito. Con respecto a los materiales gruesos, su determinación se basa en el método de prueba con la máquina de los Angeles⁵ (ASTM C-535, y ASTM C-131 o AAS-HTO T-96 para partículas pequeñas).

Resistencia del terreno de apoyo

Para determinar las características de resistencia y de esfuerzo-deformación de los materiales de apoyo, será necesario investigarlos por cualquiera de los siguientes métodos:

- * Por penetración (prueba del Valor Relativo Soporte)
- * Por resistencia al esfuerzo cortante (mediante pruebas triaxiales, por ejemplo)
- * Por aplicación de cargas (ver, por ejemplo, la determinación del módulo de reacción).

La descripción de cada una de esas pruebas está fuera de los alcances de este trabajo. Para tal propósito se recomienda consultar por ejemplo la Ref. 6⁶. Sin embargo, por considerarlo de un uso más generalizado, a continuación se define el concepto del Valor Relativo Soporte, VRS, como indicativo de las propiedades de resistencia y deformación del terreno de apoyo de los pavimentos.

Valor Relativo Soporte: se define como la relación entre la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm en un material de prueba y la presión requerida para penetrar la misma cantidad en un material de características conocidas, adoptado como referencia. Este material suele ser de piedra triturada. La prueba básicamente es una del tipo de penetración, en la que un vástago de 19.4 cm² de área se hace penetrar en un espécimen de suelo en una proporción de 0.127 cm/min. Se miden las cargas

aplicadas necesarias para penetraciones del vástago de 0.25 cm. En el material de referencia, o patrón, se aplican las siguientes presiones para las correspondientes penetraciones:

Penetración en cm	Presión en el vástago, kg/ cm ²
0.25	0.70
0.50	105
0.75	133
1.00	161
1.25	182

Los valores mínimos aceptados de VRS saturados por las Normas de Calidad de la S.C.T. deben ser iguales o superiores a 50%.

Ensayes de compactación: mediante estas pruebas se investiga el peso específico seco máximo para distintos contenidos de agua que contengan los suelos ensayados.

Prueba de placa en campo: mediante este tipo de ensayos podremos obtener entre otras cosas, el módulo de reacción, k, de las capas de apoyo. Normalmente, éste se determina empleando una placa de 76.2 cm de diámetro. Es común emplear una serie de placas apiladas para minimizar los efectos de flexión. Estas placas accesorias son de 45 y 60 cm. En nuestro país, por otro lado, se han empleado placas de 30 cm de diámetro para obtener las capacidades de carga superficial y también los módulos de reacción. La carga se aplica por medio de gatos hidráulicos. Como elemento de reacción se puede utilizar una viga que a su vez se sujeta a la parte inferior de un camión pesado que sirve como contrapeso.

Como elemento de carga entre viga y placa se puede colocar un fragmento de tubo rígido, el cual será accionado con fuerza y hacia arriba por el gato hidráulico, y la reacción correspondiente, hacia abajo, se aplica directamente sobre la placa de prueba. Los desplazamientos verticales se miden mediante tres micrómetros (extensómetros) separados a 120° entre sí. Los puntos de apoyo de la viga de medición, sobre la cual miden los extensómetros, deben estar lo más retirados del lugar de carga, a no menos de 5 m (Fig. 1.1).

Es común aplicar una presión constante hasta que el nivel de esfuerzos alcanza 0.7 kg/cm². La carga se deja constante hasta que la deformación se estabilice y no sobrepase 0.025 mm por minuto en tres minutos consecutivos. Se toma el

Arena ae

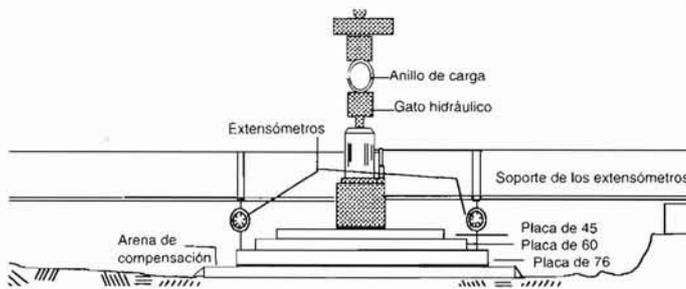


Figura 1.1 Prueba de placa en campo

promedio de las tres lecturas de micrómetro. El módulo de reacción queda definido como:

$$k = \frac{p}{\Delta}$$

En donde:

p = presión aplicada, en kg/cm^2 .

Δ = deflexión de la placa en cm

Las condiciones de campo pueden ser muy variables, de este modo el valor de k puede variar significativamente, dependiendo de la estación del año en que se haya realizado el ensayo *in situ*. Es por ello que conviene corregir este valor empleando técnicas de laboratorio, a fin de obtener k en condiciones de servicio y en condiciones críticas.

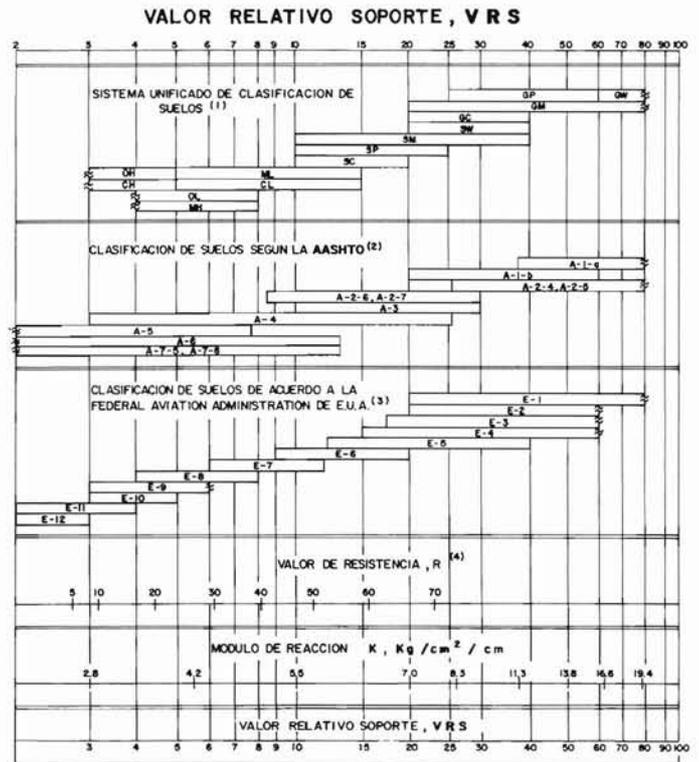
Con este tipo de consideraciones se pueden ejecutar ensayos de consolidación en probetas para condiciones de densidad y de humedad iguales a las encontradas en campo cuando la prueba de placa fue ejecutada, y completarlos con los ensayos que reflejen las condiciones que se pudiesen presentar durante la vida útil del proyecto.

En estas pruebas también se aplica el esfuerzo sostenido de 0.7 kg/cm^2 y se registra la deflexión sufrida por el espécimen a diferentes tiempos, hasta que la velocidad de deformación sea despreciable. El valor corregido quedaría como sigue:

$$k_s = \frac{d_u}{d_s} k_u$$

En esta ecuación d_u es la deflexión para las condiciones de campo, d_s la deflexión en condiciones saturadas y k_u el valor del módulo de reacción medido en campo.

El valor de k así definido resulta algo laborioso y costoso, y sólo es recomendable en las etapas finales de diseño en proyectos importantes. En cálculos preliminares se pueden utilizar correlaciones con pruebas de resistencia como el VRS y el valor de estabilidad R , así como a los diferentes tipos de suelos. Ver la figura 1.2, por ejemplo.



- (1) DESIGNACION ASTM D2487
- (2) "CLASSIFICATION OF HIGHWAY SUBGRADE MATERIALS," HIGHWAY RESEARCH BOARD PROCEEDINGS OF THE TWENTY-FIFTH ANNUAL MEETING, 1945, VOL. 25, PAGES 376-392
- (3) AIRPORT PAVING, U.S. DEPARTMENT OF COMMERCE, FEDERAL AVIATION AGENCY, MAY 1948, PÁGINAS 11-16. ESTIMADOS A PARTIR DEL MANUAL DE DISEÑO DE PAVIMENTOS PARA AEROPUERTOS, DE LA FAA. ANTERIORMENTE SE USO LA CLASIFICACION DE LA FAA. AHORA SE UTILIZA EL SUCS.
- (4) C.E. WARNES, "CORRELATION BETWEEN R VALUE AND K VALUE," REPORTE NO PUBLICADO DE LA PORTLAND CEMENT ASSOCIATION, ROCKY MOUNTAIN - NORTHWEST REGION, OCTUBRE DE 1971 (CORRELACION CON CORRECCION POR SATURACION.)

Figura 1.2 Correlaciones entre resistencia y tipo de suelos.

Otras propiedades de interés

Algunas otras propiedades de los suelos a emplear como relleno o terracerías para dar el nivel de rasante de proyecto nuevo, o cuando se trate de dictaminar la factibilidad de los suelos existentes, son las siguientes:

- * Contracción lineal: indica de manera cualitativa la actividad de la porción fina del suelo. La contracción lineal del suelo puede ser definida como la disminución de las dimensiones de la masa de un suelo dado al reducirse el contenido de agua correspondiente a su límite líquido de contracción. El cambio de dimensiones respecto a su longitud original se expresa como porcentaje. Dependiendo de la zona granulométrica en donde se ubique el suelo y atendiendo las regiones permisibles de la S.C.T. para cada una de las capas de un pavimento, los valores máximos aceptados van de 3.0 a 6.0%, siendo este último valor el correspondiente a la zona 1. Para determinar la contracción lineal de los suelos, consúltese "Normas de Muestreo y Pruebas de Materiales, Equipos y Sistemas", S.C.T., Libro 6, 002-I.06, pp. 109., o la más vigente.

- * Valor cementante:
- * Equivalente de arena: prueba para evaluar de manera cualitativa la cantidad y actividad de los finos presentes en los suelos a utilizar. Consiste en ensayar los materiales que pasan la malla No 4 en una probeta estándar parcialmente llena de una solución que propiciará la sedimentación de los finos. La solución está formada por cloruro de calcio (material floculante), porción de formaldehído (para esterilizar la solución), y glicerina, para dar una mayor estabilidad a la solución⁷. Normalmente las normas de calidad de la S.C.T. exigen valores mínimos del equivalente de arena de 20. Para su ejecución paso a paso ver por ejemplo la norma AASHTO T-176-86.

1.3 CAPAS DE UN PAVIMENTO

Capa Subrasante

Es el terreno de cimentación del pavimento. Puede ser el suelo natural, debidamente recortado y compactado; o puede ser, debido a los requerimientos del diseño geométrico, cuando el suelo natural es deficiente, y el material seleccionado de relleno es de buena calidad. En todo caso, el material deberá cumplir con las normas de calidad de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, S.C.T.

Capa Sub-base

Es una capa de materiales pétreos, de buena graduación, construida sobre la subrasante. Esta capa, al igual que la anterior, deberá cumplir con los requisitos de compactación y de calidad a que se hace referencia para la capa subrasante. Esta capa es la que subyace a la capa base, cuando ésta es necesaria, como es el caso de los pavimentos flexibles. Normalmente, la sub-base se construye para lograr espesores menores de la capa base, en el caso de pavimentos flexibles. En el caso de pavimentos de concreto, en muchos casos resulta conveniente colocar una capa sub-base cuando las especificaciones para pavimento son más exigentes.

Base

Constituye la capa intermedia entre la capa de rodamiento y la sub-base. Generalmente se la usa en los pavimentos flexibles. Se compone de materiales pétreos con buena distribución granulométrica. Esta capa permite reducir los espesores de carpeta, dada su función estructural importante al reducir los esfuerzos cortantes que se transmiten hacia las capas inferiores. Además cumple una función drenante del agua atrapada dentro del cuerpo del pavimento.

Carpeta

Superficie de rodamiento constituida por materiales endurecidos para pasar minimizados los esfuerzos hacia las terrazas. Pueden ser materiales granulares con o sin liga, o más comúnmente de concreto asfáltico o hidráulico, en sus diferen-

tes variantes. Constituye el área propiamente dicha por donde circulan los vehículos y peatones.

1.4 REQUISITOS DE LAS CAPAS DE APOYO

Las capas de apoyo del pavimento de concreto podrán ser los suelos naturales o terreno natural, siempre y cuando éstos sean de buena calidad. Cuando éste no es el caso, se debe construir una capa de transición o de sub-base, a fin de que tal depósito cumpla una función estructural, y de esta manera los espesores de losa requeridos se reduzcan. Esta capa, al ser de tipo granular, servirá también para drenar el agua que tiende a acumularse en la parte inferior de la losa de concreto, ya sea por lluvia o por elevaciones estacionales de los niveles freáticos del terreno.

En casos especiales será necesario dar una estabilización adicional a la capa sub-base. Particularmente en casos en que el terreno natural sea excesivamente deformable.

Subrasante

Los materiales que se utilicen como capa subrasante deberán ser, de preferencia, del tipo: GW, GW, SW, SM, ML, e incluso SC, siempre que la porción fina, o sea la arcilla, no sea de alta plasticidad. Este material deberá ser compactado del 95 al 100 % de la prueba de compactación AASHTO T-99 o estándar. Cuando los materiales sean del tipo CL, MH, CH, CL-ML y cuando su límite líquido, LL, esté comprendido entre 50% y 100%, se analizará la posibilidad de mejorarlos, con la finalidad de reducir los valores del LL y, en consecuencia, del Ip. Cuando el terreno de apoyo sea del tipo MH, CH y OH con LL = 100%, serán desechados como material de apoyo. Para ello se recomienda una sustitución del material en espesores mínimos de 30 cm. En todos los casos en que se encuentren bolsas de material con alto contenido de materia orgánica se deberá proceder a su sustitución total con material limoso mezclado con arena y/o grava. Cuando en el corte de suelos naturales afloran fragmentos de roca, éstos no serán admitidos como lecho de apoyo. De ser así, se deberá proceder a la remoción de estos fragmentos endurecidos.

Terraplenes

Constituye un caso especial de capa subrasante y/o subyacente. Cuando por motivos de requerimientos de elevación de rasante de proyecto se requiera elevar el nivel de terreno, los materiales que se empleen para este propósito nunca presentarán un LL > 60%.

Los materiales orgánicos del tipo OH nunca deberán ser empleados como capa subrasante o de apoyo. De acuerdo con la clasificación de materiales de AASHTO, los materiales A-4, A-5, A-6 y A-7 sólo podrán ser utilizados de acuerdo con las recomendaciones de laboratorio. El material A-8 deberá ser siempre rechazado como material de apoyo.

En general, cuando el terreno natural está constituido por materiales arcillosos, arenas arcillosas y materiales muy plásticos, se recomienda siempre colocar un material de sub-base granular de 10 cm como mínimo, en el caso de calles y patios, y de 15 cm en caminos, colectores, periféricos y carreteras.

Sub-base

Materiales granulares compuestos por gravas, gravas-arenosas, mezclas de arena, limo y gravas, etc. El material empleado deberá cumplir con lo siguiente:

Tabla 1.2 Normas de calidad (Granulometría) Sub-base	
Denominación de la Malla	% que pasa
1 1/2"	100
3/4"	72 - 100
3/8"	50 - 84
No 4	37 - 70
No 20	16 - 45
No 60	9 - 35
No 200	5 - 25

Adicionalmente el material deberá cumplir lo siguiente:

Límite líquido:	25 % Máx.
Índice de plasticidad:	6 % Máx.
Desgaste Los Angeles: (porción gruesa)	40 % Máx.
Contracción lineal:	4.0 % máx.
Equivalente de arena:	25 mín
Valor Relativo Soporte	
Menos de 500 vehículos pesados por día:	50 % Mín.
Más de 500 vehículos pesados por día:	60 % Mín.

Compactación

La capa de sub-base se deberá compactar como mínimo al 95% de su peso volumétrico seco máximo, conforme a la prueba AASHTO modificada⁸. La modalidad empleada normalmente será la D, es decir, materiales comprendidos entre las mallas 3/4" y la No 4. Ver Ref. 8, sección 002-K.04.

Bases de arena

En el caso de pavimentos con adoquines en zonas residenciales, se requiere de capas de transición (de apoyo) para transmitir de manera reducida al terreno de cimentación los esfuerzos cortantes por carga vehicular. Con este fin se emplea el material granular que cumpla con lo siguiente:

Tabla 1.3 Bases de arena
(Requisitos granulométricos)

Denominación de la Malla	% Que pasa
3/8"	100
No. 4	95 - 100
No.8	80 - 100
No.16	50 - 95
No. 30	25 - 60
No. 50	10 - 30
No. 100	5 - 15
No. 200	0 -10

Adicionalmente, la arena no deberá contener más del 5 % de finos, sean arcillosos o limosos. La humedad a la que se coloque estará comprendida entre 5 a 10%.

Normalmente este material servirá como apoyo y acomodo para pavimentos de adoquín. La compactación de este material se efectuará cuando ya se haya colocado las piezas que constituyen la carpeta de rodamiento, a fin de que la arena penetre en el espacio entre las citadas piezas. Para lograr lo anterior será suficiente colocar del orden de 1 a 2 cm adicionales de arena en estado suelto, antes de proceder a compactar. En el capítulo 5 se comenta más sobre este tema.

Bases estabilizadas

La razón de emplear bases estabilizadas es el cada vez mas difícil acceso a materiales pétreos de buena calidad que cumplan con las especificaciones de calidad. Un mejoramiento del terreno original permite, en ocasiones, fuertes reducciones en los volúmenes del material a tender en las capas de apoyo o de transición.

De igual modo, el mejoramiento de sub-bases permite el empleo de materiales locales, reciclados y/o materiales de transición. De igual modo, el mejoramiento de sub-bases permite el empleo de materiales locales, reciclados y/o materiales de calidad no muy adecuada. Dentro de las ventajas obtenibles se pueden citar las siguientes:

- * Sub-base menos erosionable en su superficie.
- * Reducción de esfuerzos y deflexiones debidos a cargas de tránsito.
- * Mejoramiento de la transferencia de cargas entre secciones de losa en zona de juntas.
- * Prevención de consolidación de la capa sub-base debida a cargas vehiculares.
- * Minimiza la intrusión de partículas gruesas dentro de las juntas del pavimento.

El material existente podrá ser sujeto a estabilizarse siempre y cuando cumpla los requisitos de la capa sub-base, o bien que cumpla con lo dispuesto en el proyecto.

En la gran mayoría de los casos se usará cemento tipo estándar; la granulometría del suelo deberá estar comprendida entre los siguientes límites:

Denominación de la Malla	% que pasa
1"	100
"	90 - 100
No. 4	35 - 75
No. 30	10 - 40
No. 200	2 - 15

Los agregados además deberán cumplirán con lo siguiente:

- * Deberán estar libres de partículas perjudiciales, particularmente de materia orgánica.
- * El equivalente de arena deberá ser superior a 20.
- * Del total del material retenido en la malla No 4, no se acepta que más del 5% esté compuesto por terrones o partículas que se desintegren al permanecer sumergidas en agua durante 30 minutos.

En los párrafos siguientes se dan lineamientos prácticos para cada aplicación en particular.

Base de mortero de cemento

Esta capa se utiliza como apoyo de pavimentos a base de elementos prefabricados. El espesor de esta capa será la indicada por el proyecto.

La proporción de cemento es variable, de acuerdo al tipo de pavimento. La arena empleada cumplirá con lo expuesto en el apartado de componentes del concreto, agregados, capítulo 2.

Observaciones para su ejecución

- * Las mediciones de cemento y arena se harán por separado, para cada porción de mezcla por amasar. Las dosificaciones típicas van de 1:3 a 1:4 (330 a 425 Kg/m³).
- * El mezclado de materiales se podrá efectuar de manera mecánica o manual. En caso de realizarlo manualmente se verificará que el color de la mezcla sea uniforme antes de agregar el agua.
- * El mezclado deberá ser tal que se obtenga la uniformidad correcta.
- * La colocación y acomodo podrá realizarse a pala.
- * Sobre la base ya preparada se colocarán los elementos prefabricados, siguiéndole el curado correspondiente.

1.5 CONTROL DE CALIDAD DE TERRACERIAS

Subrasante

Todos los materiales del terreno natural que se pretendan usar como subrasante serán propiamente identificados y clasificados, según el inciso del inciso 1.4. Entre las prácticas que se recomiendan para su evaluación destacan las siguientes:

- * Extracción de muestras para determinar las características de resistencia y deformación (VRS) . Esto se realizará de preferencia conforme al método del Cuerpo de Ingenieros de E.U.A.⁹
- * Obtención de porcentajes de la compactación lograda en campo, realizándola de manera aleatoria. Este control podrá efectuarse mediante 1) pruebas destructivas en la capa subrasante, a saber, obtención de pesos volumétricos secos máximos en campo (PVSM), por ejemplo mediante el cono de arena; o bien 2) con pruebas no destructivas, por ejemplo, con densímetro nuclear. Este último método tiene la ventaja de que no se requiere esperar la determinación de los contenidos de agua de las muestras recuperadas como requisito para la obtención del PVSM del sitio en cuestión. Ello reduce substancialmente el tiempo requerido para la definición de la calidad de compactación de la capa recién tendida, pudiéndose así tomar medidas correctivas de manera oportuna.

Sub-bases

Los materiales a emplear como sub-bases se analizarán en laboratorio para determinar:

- * Su clasificación manual y visual.
- * Su compactación de campo para compararla con lo establecido en el proyecto, de acuerdo con la prueba AASHTO modificada, variante D.(ver inciso 002-K.04 del libro 6.01.01 de la Ref. 8).
- * Determinación del V.R.S. de muestras cuidadosamente extraídas. De preferencia este parámetro se determinará según la prueba del Cuerpo de Ingenieros de E.U.A. Los valores de campo tendrán que ser iguales o superiores a lo indicado en el proyecto. En el caso de áreas urbanas, bastará con obtener un 60% como mínimo. En caminos se manejan valores entre el 80% y el 100%, siendo los valores superiores para vialidades o carreteras de mayor importancia.

Referencias

¹ "Guide for the Design of Pavements Structures", American Association of State Highway Transportation Officials, AASHTO, 1993, anexo D.

² Los materiales finos son aquéllos cuyo tamaño pasa por la malla # 200 (0.074mm).

³ Ver por ejemplo la norma NOM - C - 77, ASTM D 422, o norma AASHTO T 27, todas las vigentes.

⁴ Existen prácticas estandarizadas para realizar esta prueba. Ver por ejemplo metodología de ejecución y de cálculo en "*Manual de mecánica de suelos*", Secretaría de Recursos Hidráulicos, Dirección de Proyectos, Departamento de Ingeniería Experimental, 1970, sección 3.2.4. También ver "*Normas para Muestreo y Pruebas de Materiales, Equipos, y Sistemas*", Carreteras y Autopistas, Materiales para Terracerías, S.C.T., Libro 6, Parte 6.01, 1986.

⁵ Ver por ejemplo la Norma de construcción NOM-C-196.84.

⁶ "*La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*", Alfonso Rico y Hermilo Del Castillo, Volumen 2, 1977, Ed. Limusa.

⁷ Una descripción mas detallada de la prueba se puede consultar en la referencia 6, pp. 316.

⁸ Normas para Muestreo y Pruebas de Materiales, Equipos y Sistemas, Carreteras y Aeropistas, "*Materiales para Terracerías*", S.C.T. Libro 6.01.01, sección 002-K.03, pp.170.

⁹ Ver la Ref. 8, apartado 002-N.05

Capítulo 2

Componentes del concreto

2.1 CEMENTO

El cemento a emplear en pavimentos de concreto será normalmente el de tipo I, es decir, el de tipo común. En casos especiales en que los pavimentos están expuestos a acciones moderadas de sulfatos, o por requerimientos de tiempo de hidratación, se utilizarán los cementos II a V. En general, el cemento empleado deberá cumplir mínimamente con las Normas de Calidad vigentes de la S.C.T. Ref. 1.

Se podrá usar cualquier marca comercial, siempre y cuando se trate de utilizar el cemento producido por la misma fábrica.

El almacenamiento del cemento deberá ser tal que se garantice la conservación de sus propiedades originales de fabricación. El cemento a granel se debe almacenar en silos en buenas condiciones.

En el caso de cemento envasado deberá almacenarse en recintos cubiertos, en conjuntos calzados con piezas de madera, de modo que nunca estén en contacto directo con la humedad.

No se aconseja emplear cemento que tenga mas de 90 días de almacenamiento.

2.2 AGREGADOS

Por considerar de utilidad conocer de forma cuantitativa la distribución de los granos, a continuación se resumen los tipos de malla adoptados por la S.C.T. para definir la granulometría de los agregados.

Tabla 2.1 Aberturas nominales de las mallas			
Nominal	En pulgadas	Nominal	En pulgadas
No. 75.0	Malla 3"	No. 1.40	Malla No. 14
No. 63.0	Malla 2 1/2"	No. 1.18	Malla No. 16
No 50.0	Malla 2"	No. 1.00	Malla No. 18
No. 37.5	Malla 1 1/2"	No. 0.85	Malla No. 20
No. 31.5	Malla 1 1/4"	No. 0.60	Malla No. 30
No. 25.0	Malla 1"	No. 0.425	Malla No. 40
No. 19.0	Malla 3/4"	No. 0.300	Malla No. 50
No. 16.0	Malla 5/8"	No. 0.250	Malla No. 60
No. 12.5	Malla 1/2"	No. 0.180	Malla No. 80
No 9.5	Malla 3/8"	No. 0.150	Malla No. 100
No. 8.0	Malla 5/16"	No. 0.106	Malla No. 140
No. 6.3	Malla 1/4"	No. 0.075	Malla No. 200
No. 4.75	Malla No. 4	No. 0.045	Malla No. 325
No. 2.36	Malla No. 8		
No. 2.0	Malla No. 10		
No. 1.70	Malla No. 12		

El valor nominal de las mallas corresponde a su abertura en milímetros.

Los agregados empleados en el concreto deberán cumplir con los requisitos granulométricos presentados en las siguientes tablas:

Composición granulométrica de la grava:

Tabla 2.2 Normas de calidad (Granulometría)

Denominación de la Malla (de acuerdo a la ASTM)	Porcentajes en peso que pasa, según el tamaño máximo		
	2.5 cm (1")	1 1/2" (4 cm)	5 cm (2")
2 1/2"	-	-	100
2"	-	100	90 - 100
1 1/2"	100	90 - 100	-
1 "	90 - 100	-	35 - 70
3/4"	-	35 - 70	-
1/2"	25 - 60	-	10 - 30
3/8"	-	10 - 30	-
No 4	0 - 10	0 - 5	0 - 5
No 8	0 - 5	-	-

Requisitos adicionales:

Desgaste Los Angeles:	40 % máximo
Materiales que pasa la malla No. 200 (0.074mm)	0.50 máximo
Carbón	1.0 % máximo
Otras sustancias y fragmentos blandos	5.0 % máximo

Composición granulométrica de la arena:

Tabla 2.3 Granulometría recomendada en la arena

Denominación de la malla (de acuerdo a la ASTM)	Porcentajes en peso que pasa, según el tamaño máximo
3/8 "	100
No. 4	95 - 100
No. 8	80 - 100
No. 16	50 - 85
No. 30	25 - 60
No. 50	10 - 30
No. 100	0 - 10

Requisitos adicionales:

Módulo de finura:	2.2 a 3.1
Materiales que pasan la malla No. 200 (0.074mm)	3 % máximo
Carbón:	1.0 %
Partículas deleznales:	3 % máximo
Impurezas orgánicas, referidas a color límite según patrón	amarillo claro

Los agregados deberán almacenarse sobre una superficie firme y limpia. En el caso de construcción de carreteras, el almacenaje de materiales se realizará en patios grandes que permitan la formación de montículos bien definidos y separados.

En obras pequeñas, como en el caso de pavimentos urbanos, se utilizarán separadores entre fracciones diferentes de agregados.

2.3 AGUA

El agua deberá estar libre de materia en suspensión; siempre que sea posible deberá usarse agua potable, con un pH entre 6.0 y 9.2 y deberá cumplir con lo dispuesto en la norma NOM C-122-82

Se estudiarán los contenidos de sales (cloruros y sulfatos solubles). También se analizarán estas sustancias aportadas por los agregados a la mezcla. Los límites adecuados dependerá de la agresividad del medio ambiente, pero se recomienda que no se superen los siguientes valores:

- * 1.2 kg de ion Cl⁻ por metro cúbico de concreto reforzado.
- * 0.60 kg de ion SO₄ por metro cúbico de concreto mezclado.

2.4 ADITIVOS

Los aditivos son sustancias que se pueden agregar al concreto con el fin de modificar algunas de sus propiedades, o para inducirle algunas características adicionales: trabajabilidad, reducción de agua de mezclado, incorporación de aire, modificación de los tiempos de fraguado, proporcionar diferentes grados de impermeabilidad.

No obstante que en prácticamente en todos los concretos es posible utilizar aditivos, existen tres criterios básicos que deberán tomarse en cuenta:

- * La adición de aditivo a la mezcla deberá lograr el objetivo buscado sin alterar su proporcionamiento básico.
- * Su empleo estará justificado desde el punto de vista económico.
- * Se investigará que el producto no tenga efectos nocivos en la mezcla, tanto de forma inmediata como a largo plazo.

Clasificación de aditivos y sus campos de aplicación

En la tabla siguiente se clasifica la tipología de los aditivos, sus dosificaciones, las propiedades que confieren al concreto, sus aplicaciones recomendadas y, por último, sus aplicaciones. Se recomienda seguir las indicaciones del fabricante a fin de aprovechar las ventajas de cada aditivo y las dosificaciones de detalle. Ver tabla 2.4.

Entre los aditivos más comunes existen algunos que combinan dos efectos a la vez, plastificante-retardante o plastificante-inclisor de aire.

Dentro de las pruebas más comunes para pavimentos de concreto hidráulico pueden citarse las contenidas en la tabla 2.5.

Tabla 2.4. Clasificación, características y aplicaciones de aditivos

Aditivo y dosificación usual	Propiedades logradas en el concreto	Aplicaciones recomendadas	Limitaciones
1) Includor de aire 0.03 al 0.05 % del peso del cemento	Incorpora microporos al concreto, lo cual induce: - Resistencia a ciclos de hielo y deshielo. - Mayor trabajabilidad. - Menor permeabilidad. - Menor exudación (eventual).	- Protección contra cambios bruscos de temperatura. En casos extremos ciclos de hielo y deshielo. - Pavimentaciones. - Protección contra agentes químicos.	- Menor resistencia mecánica.
2) Plastificantes o reductores de agua 0.1% a 0.4 % del peso del cemento	Mejora la lubricación entre partículas, con lo que se obtiene: - Mejor trabajabilidad para relaciones constantes de agua/cemento. - Mayor facilidad de colocación y compactación.	- Concretos bombeables y del tipo premezclado. - Concretos en zonas estrechas y/o prefabricados. - Concretos de alta resistencia.	
3) Fluidificantes. Para aumentar la trabajabilidad. (0.4 % a 1.0 %) Para reducir el agua (1.0 % a 3 % del peso del cemento)	Aumentan de manera importante la trabajabilidad, permitiendo: - Reducir el agua de mezclado para trabajabilidad constante, con alto incremento de resistencia.	- Colocación de concreto en zonas estrechas y de difícil acceso. - Concretos bombeados. - Colocación de concreto en climas calurosos. - Concretos de altas resistencias. - Concretos para elementos prefabricados. - En reparaciones.	El efecto se disipa relativamente pronto.
4) Acelerantes de fraguado En concreto no armado: 1:2 a 15 (aditivo : agua) En concreto armado: 1:6 máx. (aditivo:agua), medidas en peso	Aumentan las resistencias iniciales.	- Colocación de concreto en climas fríos. - Lo indicado en proyecto. - Concretos para prefabricados. - Reducción del lapso de descimbrado. - Reparaciones.	Estos productos generalmente contienen productos corrosivos, por lo que en concretos armados se extremarán precauciones.
5) Retardantes de fraguado 0.3 % a 1.5 % del peso del cemento	Retrasan el inicio del fraguado, manteniendo la trabajabilidad más tiempo. Reducen el riesgo de fisuración al permitir la disipación del calor de hidratación durante más tiempo.	- Concretos en climas calurosos. - Concretos premezclados. - Concretos masivos. - Transportes a distancias considerables. - Evitar juntas frías al colocar concreto en capas. - Concretos bombeados.	Una sobredosificación puede originar una demora excesiva.
6) Impermeabilizantes 0.5 % a 4 % del peso del cemento	Disminuyen la absorción de humedad. Aumentan la impermeabilidad.	- Concretos subterráneos. - Losas de cubierta. - Estanques de concreto. - Pisos impermeables empastados exteriores.	El empleo de impermeabilizantes se debe completar con una buena dosificación, compactación y curado de las mezclas.
7) Expansores 2 a 3 gramos por saco de cemento	Producen una ligera expansión de la masa del concreto, contrarrestando las contracciones de este.	- Rellenos de cavidades y grietas. - Anclajes de pernos y estructuras. - "Grouting" o lechadeado.	

NORMA	DESCRIPCIÓN
NMX - C - 45	Muestreo de aditivos para concreto.
NMX - C - 81	Curado: compuestos líquidos que forman membrana.
NMX - C - 199	Terminología y clasificación de aditivos para concreto y materiales complementarios.
NMX - C - 200 (ASTM - C- 260)	Aditivos inclusores de aire para concreto.
NMX - C - 255	Aditivos que reducen la cantidad de agua y/o modifican el tiempo de fraguado del concreto.
NMX - C - 304	Determinación de la retención de agua por medio de compuestos líquidos que forman membrana para el curado de concreto.
NMX - C - 309	Determinación del factor de reflectancia de membrana de color blanco para el curado de concreto.
NMX - C - 14	Determinación de la uniformidad y equivalencia.

2.5 CONTROL DE CALIDAD (AGREGADOS Y CEMENTO)

Cemento

Normalmente el cemento se controla en las empresas productoras que se ciñen a la normatividad internacional y nacional. Sin embargo, para proyectos comunes, también se realizan análisis químicos en laboratorio.

Su almacenamiento en obra y en patios de almacenaje en las premezcladoras deberá garantizar la preservación de todas las características y propiedades originales del cemento.

En caso de que el cemento haya estado almacenado por más de 90 días, entonces se deberá verificar mediante la presión de los sacos con los dedos que no se hayan formado grumos. Cuando ello no sea posible, entonces será un indicativo de que el cemento ya ha perdido algunas de sus propiedades.

Se sugiere hacer la siguiente toma de muestra:

Si el cemento está ensacado, la muestra representativa de un lote será de 1% de los sacos, con un mínimo de tres unidades.

Si el cemento está a granel, se debe tomar de los silos de almacenamiento el 0.01 % del contenido, sin que tal cantidad sea menor de 15 kg.

Agregados

La obtención de muestras seguirá las especificaciones prescritas en la norma NOM C-30 vigente. Tal norma establece

obtener las siguientes cantidades mínimas, atendiendo a los tamaños:

Material	Tamaño máximo nominal, en mm	Pasa la malla No	Masa mínima de la muestra de campo*, en kg
Arena	Hasta 5	No. 4	100
Grava	Hasta 75	3"	150
Grava	Mayor de 75		200
Grava-arena	cualquiera		300

* En agregados ligeros (aquéllos en que la masa específica sea inferior de 2.0), estas masas deberán multiplicarse por 0.65

Adicionalmente, se deberá extraer material suficiente como para fabricar especímenes de prueba.

En laboratorio se realizarán los siguientes ensayos:

- * Granulometría.
- * Contenido de partículas extrañas.
- * Absorción.
- * Densidad.
- * Desgaste mediante la máquina Los Angeles, en el caso de las gravas.
- * Otro ensaye que se solicite expresamente.

Agua

Cuando se sospeche que el agua es de calidad dudosa o cuando se desconozca su origen, se extraerán muestras conforme a lo dispuesto en la norma mexicana NOM C-283 "Análisis del agua para concreto", vigentes para determinar su calidad, contenido de sales y determinación del PH. Su muestreo se hará conforme a la NOM C-277 "Muestreo de agua para concreto".

Se extraerán al menos dos litros, además del agua para la elaboración de especímenes de prueba.

Referencias

¹ Normas de Calidad de los Materiales, Carreteras y Aeropistas, S.C.T., Libro 4.01.01, 1998, Capítulo 4.01.02.004.

Concretos para vialidades urbanas

Los concretos para los proyectos urbanos deberán cumplir con lo dispuestos en los documentos particulares de construcción, para cada caso específico. A continuación se describen las actividades y secuencias constructivas que se recomienda observar.

- * Los aditivos estarán envasados en sus recipientes originales, y aislados en recintos cerrados.
- * Los agregados deberán transportarse al lugar de mezcla sin arrastrarlos. Es común emplear cargadores frontales para este propósito.

3.1 PREPARACION Y TRANSPORTE

La elaboración de las mezclas se regirá conforme a lo dispuesto en la norma ASTM 685-90, "Concreto hecho por batchadas volumétricas y Mezclado continuo". En este documento se presenta una metodología paso a paso acerca de las precauciones que hay que observar durante el proceso de fabricación, tanto del equipo como de los materiales constituyentes de la mezcla.

Conviene, sin embargo, fijar algunas ideas para una producción más consistente y de calidad uniforme. A continuación se citan algunas:

Materiales

- * Se emplearán sólo los materiales que cumplan con los criterios de calidad descritos en el capítulo anterior.
- * En los patios de almacenamiento de las premezcladoras se observará que cuando el cemento esté en sacos, deberá estar estibado sobre tarimas de madera, totalmente separado del terreno natural. Además, la bodega deberá estar totalmente cerrada.
- * Si el cemento está a granel, se le mantendrá en silos herméticos.
- * El agua estará almacenada de manera que no quede sujeta a contaminaciones, es decir, en contenedores o estanques bien protegidos.

Dosificación

- * Siempre que el volumen de concreto supere los 15 m^3 , la dosificación se hará por peso.
- * La dosificación en peso se podrá realizar en plantas dosificadoras o por pesaje convencional. En cualquier caso, el pesaje será de acuerdo con la capacidad de producción de la planta, y de transporte del sitio de planta al lugar de colocación. De manera opcional, se podrá obtener la mezcla directamente de productores premezcladores.
- * Las dosificadoras deberán contar con tolvas separadas para el agregado fino y para cada una de las fracciones del grueso. De igual manera es necesario, contar con las básculas necesarias para los otros componentes.
- * En obras pequeñas, será admisible pesar los materiales en carretillas montadas directamente en básculas a nivel del terreno cuando los volúmenes a manejar no justifiquen la instalación de dosificadoras. En estas condiciones lo que procede es tarar la báscula con el peso de la carretilla más el de agregado, de manera que en los pesajes subsecuentes de agregados únicamente se agregue o quite material para cumplir con el peso previamente establecido. Para evitar errores, es común emplear una báscula para cada tipo de agregado. El cemento se dosifica por sacos completos.

Tolerancias en la dosificación en peso

- * Cemento: cuando éste se encuentre a granel, se deberá contar con una báscula para su pesaje. Se podrá aceptar una tolerancia de 1%.
- * Agregados: se acepta normalmente una tolerancia de 3%. si es que se pesa separadamente cada fracción, y de 2%. si se pesan en forma acumulada.
- * Agua: el agua deberá ser medida con una tolerancia del 1%, y se corregirá de acuerdo con el contenido de agua de los agregados, así como de la cantidad del aditivo líquido, en caso de que se llegara a usar alguno.
- * Aditivos: los aditivos cumplirán con las tolerancias fijadas, según la instancia correspondiente, pero de acuerdo con el siguiente orden de importancia:
 - * Norma--NOM C-251¹ y ASTM 685-90.
 - * Dosificación entregada por el laboratorio.
 - * Especificación del proyectista.
 - * Recomendaciones del fabricante.

La dosificación en volumen será aceptable sólo cuando el total de mezcla a producir sea de máximo 15 m^3 , o cuando lo autorice expresamente la supervisión. En cualquier caso, cuando la dosificación sea por volumen, deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- * Los volúmenes de mezclado en cada una de las ollas será en múltiplos de sacos completos de cemento (50-kg).
- * Los agregados se medirán en carretillas dosificadoras o en recipientes de volumen conocido.
- * El agua se ajustará a la trabajabilidad requerida, empleándose recipientes de volúmenes conocidos.

La dosificación se basará en las cantidades mínimas de cemento necesarias para conseguir las resistencias del proyecto. Además, las resistencias se verificarán de preferencia mediante ensayos a compresión ejecutados de acuerdo con la norma mexicana NOM C-159 vigente, "Elaboración y curado de especímenes en el laboratorio".

En los proporcionamientos finales de campo se tomarán en cuenta en especial las humedades de los agregados, a fin de no alterar las relaciones agua/cemento de proyecto.

Mezclado

Preferentemente se ejecutará de manera mecánica. La elaboración manual de mezclas sólo se permitirá en situaciones en donde también lo sea la dosificación por volúmenes, es decir, en volúmenes pequeños de obra, banquetas, bacheos de reparación y obras complementarias.

Las mezcladoras podrán ser plantas de mezclado central o equipo portátil. Las mezcladoras que tienen diseño satisfacto-

rio tienen un arreglo de aspas en espiral, y tienen una forma de tambor, para garantizar el movimiento de partículas de extremo a extremo y alrededor del eje de giro del tambor. Normalmente se logra un movimiento envolvente que voltea y esparce la mezcla sobre sí misma conforme gira el tambor. Los tipos más comunes de mezclado son:

Mezcladora de tambor basculante

Consiste en un tambor giratorio que descarga al inclinar el eje del tambor. El eje de mezclado puede estar inclinado respecto a la horizontal.

Mezcladora de tambor no reclinable

Es un tambor giratorio que se carga, mezcla y descarga con el eje del tambor en posición horizontal.

Mezcladora de eje vertical

El mezclado se realiza a través de hojas o paletas giratorias montadas en un eje vertical, dentro de un receptáculo estacionario, el cual también puede girar, pero en sentido contrario al de las paletas de mezclado. La ventaja de este equipo es que se puede rectificar fácilmente las mezclas, ya que su monitoreo es sencillo. Esta mezcladora es apropiada para manejar mezclas relativamente secas.

Mezcladora de paleta

Este equipo cuenta con hojas horizontales, y resulta apropiada para concretos secos y ásperos. Se utiliza comúnmente para fabricar bloques de concreto.

Camiones mezcladores

Existen de dos tipos:

- * Los de tambor giratorio de descarga posterior.
- * Los tambores giratorios de descarga frontal.

Predomina el de eje inclinado y de descarga posterior. Las aletas interiores, en la modalidad de mezclado, son las que ejecutan el amasado. Cuando se invierte el sentido de giro del tambor, las mismas paletas hacen salir al concreto, en la modalidad de descarga.

Concreto de Mezclado Central

Este concreto se mezcla en una mezcladora estacionaria, y luego se transfiere a camiones de transporte. Estos pueden ser del tipo revolver o de premezclado, o del tipo de volteo cuya caja está abierta en la parte superior; puede tener o no agitador.

Mezclado en camiones

Consiste en dosificar y descargar previamente todos los componentes de la mezcla a un camión de premezclado, para que mezcle y entregue el concreto. Para que el mezclado sea

efectivo, el volumen de ingredientes ya dosificados nunca debe exceder al 63% del volumen total del tambor².

3.2 CARGA Y MEZCLADO

Cuando se utilizan camiones mezcladores se evitará durante el proceso de carga el amontonamiento de material en la cabeza del tambor, especialmente de cemento y arena. Este problema se minimiza si se coloca del orden del 10% de grava y agua dentro del tambor antes de colocar la arena.

El agua se deberá adicionar en cantidad de un cuarto a un tercio de su cantidad total, sobre el lugar de descarga del camión premezclador, una vez que dentro del tambor ya se encuentran los demás componentes. Las tuberías de suministro de agua se deben diseñar al tamaño, de suerte que se inserten lo suficientemente dentro del tambor como para que se descargue la totalidad del agua dentro del 25% del total del tiempo de mezclado

Los aditivos líquidos deberán adicionarse junto con el agua, o alternativamente, con arena humedecida. Los aditivos en polvo se deben verter con los otros ingredientes del concreto en estado seco. Cuando se requiera más de un tipo de aditivo, cada uno de ellos se deberá dosificar por separado, a menos que se permita premezclarlos, previa disolución de los mismos.

El tiempo de mezclado en mezcladora central es variable y dependerá de las características del equipo. Los fabricantes recomiendan un minuto por cada 0.75 m³, más 1/4 de minuto por cada m³ adicional de capacidad con que cuente el tambor. Esto se puede establecer como un tiempo inicial de mezclado. El tiempo utilizado será aquel basado en resultados y comportamiento de equipo en campo, que permita obtener mezclas uniformes (ver prueba ASTM C-94³).

El tiempo de mezclado se mide a partir de que todos los componentes de la mezcla están dentro del tambor. Normalmente los equipos vienen con indicadores de sonido cuando se alcanza el tiempo que, de acuerdo con pruebas hechas en el campo, produce la uniformidad deseada producto del mezclado.

Transporte

Cuando los camiones no cuenten con mecanismo de mezclado, se procurará que los camiones volteos cuenten con una caja lisa que permita efectuar el vaciado con facilidad en el lugar de colocación de la mezcla. Esta deberá ocurrir preferentemente en un lapso no mayor de 30 minutos después de la elaboración del concreto. Este período podrá extenderse un poco si se cuenta con aditivos que permitan la trabajabilidad sin tener que agregar agua.

En casos extremos y si se utiliza concreto premezclado en el proyecto, el tiempo de descarga completa podrá extenderse hasta un máximo de 90 minutos, contados a partir de la introducción del cemento en la mezcla.

En cualquier caso, la mezcla deberá ser totalmente uniforme. No se permitirá ningún tipo de segregación.

Es recomendable que en tiros de concreto que empleen camiones volteos, éstos últimos cuenten con lonas o plásticos para evitar el secado o alguna pérdida de trabajabilidad por aire, principalmente en climas calurosos.

3.3 DOSIFICACION

Generalidades

Se deberán considerar las siguientes condiciones básicas:

3.3.1 Resistencia promedio requerida para la dosificación

Existen varios criterios para definir la resistencia media requerida, misma que a su vez define la resistencia que se tiene que lograr en un proyecto dado. A continuación se presentan dos de estos criterios, basados en desviaciones estándar.

a) Criterio de resistencias individuales aleatorias

Se permite y se adopta una proporción máxima de pruebas individuales cuyo valor sea inferior a la resistencia $f'c$ promedio.

La resistencia requerida o media de dosificación deberá ser mayor que la resistencia especificada en el proyecto, en una proporción que es función de la disparidad de resultados que se obtienen históricamente en las plantas premezcladoras, o de los que se espere se puedan lograr en el caso de una planta de mezclado central. También será función de los niveles de confianza, C , demandados por el proyectista. Si S_o es la disparidad o desviación estándar esperada en la obra. Una manera sencilla de estimar el valor de la resistencia media o requerida para la obra puede presentarse como:

$$(f'c)_{cr} = f'c + C S_o, \text{ en } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Ec.3.1}$$

$(f'c)_{cr}$ = resistencia promedio requerida de dosificación

C = factor estadístico función del nivel de confianza. Ver tabla siguiente. Para obras de pavimentación es común fijar C para el 80%.

S_o = desviación estándar esperada en obra

$f'c$ = resistencia a la compresión especificada en campo

Tabla 3.1 Factor estadístico, C	
Nivel de Confianza	C
90 %	1.282
85 %	1.036
80 %	0.842

b) Criterio de la probabilidad de una prueba de resistencia individual

Seleccionada aleatoriamente, debe estar por debajo del $f'c$ promedio.

El valor de S_o depende de la consistencia con que se obtengan los resultados buscados con las dosificaciones realizadas por el contratista, en igualdad de circunstancias en campo. Es función de las condiciones previstas en obra. Los registros de prueba a partir de los cuales se calcula la desviación estándar, de acuerdo con el ACI⁴, deberán cumplir lo siguiente:

- * Deben representar las mismas condiciones de trabajo y de control de calidad que las que se esperen en el sitio de obra.
- * Deben representar concreto producido para que cumpla con la resistencia o resistencias especificadas $f'c$, dentro de 70 kg/cm^2 de la estipulada para la obra en cuestión.
- * Debe constar de al menos 30 pruebas consecutivas o de dos grupos de pruebas consecutivas, que totalicen al menos 30 pruebas. Estas últimas deben ser el promedio de las resistencias de dos cilindros hechos de la misma muestra de concreto y probados a los 28 días o a la edad de prueba especificada para la determinación de $f'c$.

Cuando las instalaciones productoras del concreto no cuenten con tales registros, será admisible que al menos cuenten con 15 a 29 pruebas consecutivas, y se obtenga la desviación estándar como el producto de la S_o calculada, multiplicada por un factor de corrección (ver tabla 3.2). Los registros, de todos modos, deberán cumplir con lo señalado en los primeros dos incisos consignados anteriormente y deberán estar ejecutados en un lapso no menor de 45 días calendario.

Tabla 3.2 Factor de modificación para la desviación estándar cuando el número de pruebas sea menor a 30	
Número de pruebas	Factor de modificación para la desviación estándar
Menos de 15	Usar tabla B
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 o más	1.00

Cuando no se cuente con los registros de resistencias producidas por la planta, podrá utilizarse, a manera de guía, la desviación estándar propuesta en la siguiente tabla:

Tabla 3.3 Resistencia promedio requerida para cuando hay información disponible para establecer un valor de S_o	
Resistencia a la compresión especificada, $f'c$, en kg/cm^2	Resistencia promedio a la compresión requerida, $(f'c)_{cr}$, en kg/cm^2
Menos de 210	$f'c + 70$
De 210 a 350 kg/cm^2	$f'c + 84$
Más de 350	$f'c + 98$

El mismo reglamento ACI 318R propone las siguientes ecuaciones para determinar la resistencia requerida:

$$f'_{cr} = f'c + 1.34 S_o ; \text{ o alternativamente} \quad \text{Ec.3.2}$$

$$f'_{cr} = f'c + 2.33 S_o - 35$$

En esta última ecuación, por ejemplo, se permite que un resultado en cien sea inferior al valor $f'c - 35$. Ello se debe a que el valor 2.33 es el de la constante que representa la proporción defectuosa de los valores de resistencia registrados. Los valores de esta constante aparecen en publicaciones relacionadas con análisis estadísticos de control de calidad⁵. En ellas se presentan tablas adaptadas de la integral normal de probabilidad de la curva de distribución normal de frecuencia teórica. Estas tablas muestran la probabilidad de que un conjunto de resultados caigan por abajo del $f'c$ en término de resistencias promedio $f_{cr} = (f'c + C.S_o)$.

Se empleará la que arroje el resultado mayor de f'_{cr} . Esta última será la resistencia requerida en los proporcionamientos. La desviación estándar se determinará de acuerdo con lo discutido en los párrafos precedentes.

3.3.2 Determinación de los componentes

El cálculo de la dosificación de cada uno de los componentes del concreto se basa en que la suma de los volúmenes reales de cada uno de ellos es igual al total del concreto producido:

$$\text{Cemento} + \text{agua} + \text{grava} + \text{arena} + \text{aire} = 1 \text{ m}^3 \text{ (1,000 litros)}$$

Los volúmenes se obtienen dividiendo la masa o peso de cada uno de los ingredientes en kg, entre el peso específico real, kg/lts o kg/m^3 .

- * Trabajabilidad: deberá seleccionarse de acuerdo con el tipo de mezcla y trabajo por ejecutar. En la tabla siguiente se presentan los rangos comunes de revenimientos. Estos se ejecutarán conforme a la norma mexicana NOM C-156-88.

Tabla 3.4		
Método de Compactación	Revenimiento, en cm	
	Mínimo	Máximo
Concreto apisonado	5	9
Concreto vibrado	1	5

- * Cantidades de agua: se empleará la cantidad calculada para el logro de las propiedades buscadas en la mezcla, principalmente resistencias, trabajabilidad, etc. Al final se emplearán las cantidades de agua que demuestren, mediante pruebas de laboratorios, ser las indicadas. En la siguiente tabla se recomiendan, para agregados triturados, las cantidades tentativas iniciales:

Tabla 3.5 Cantidades de agua recomendadas				
Tamaño máximo de la grava		Revenimiento, en cm		
mm	Pulgadas	0 - 2	3 - 5	6 - 9
50	(2")	145	155	165
40	(1 1/2")	150	160	170
25	(1")	170	180	190

- * Contenido de cemento: la dosificación del cemento será función de la resistencia promedio a la compresión requerida, del tipo o calidad de cemento a emplear (tipo I, o del de fraguado lento, o del tipo resistente a los sulfatos, etc.). Depende también de la relación agua/cemento de proyecto, pero ésta nunca debe ser superior a 0.50.
- * Agregados: el proporcionamiento de agregados vendrá regido por tamaños máximos, distribución granulométricas de cada uno de los grupos.
- * Aditivos: el tipo y dosificación será de acuerdo a lo propuesto por la empresa contratista que, a su vez, se basará en ensayos de laboratorio.

El cálculo de proporcionamientos de mezclas viene explicado detalladamente en la literatura incluida sobre este tópico⁶.

3.4 CONTROL DE CALIDAD

El control de calidad puede definirse como el conjunto de actividades y procedimientos técnicos utilizados para lograr que los productos empleados cumplan con las calidades especificadas en el proyecto.

Para que sea exitoso el control de calidad en las obras de pavimentación, éste deberá aplicarse a cada una de las fases de que se componen los trabajos: muestreo de agregados, proceso de fabricación de las mezclas y al producto ya terminado.

- * Equipos: las herramientas y los equipos para elaborar el concreto deberán estar en buen estado de funcionamiento, y con calibraciones actualizadas en donde proceda, con sus tolerancias respectivas, de manera que no se afecte la calidad del producto final.
- * Concreto fresco: existen pruebas muy comunes que nos permiten evaluar la calidad y la uniformidad del concreto fresco.
- * Extracción de muestras: se deberá tomar al menos 30 lts. , o siempre más del 50% del material necesarios para los ensayos.
- * Revenimiento.

- * Peso volumétrico.
- * Contenido de aire.
- * Concreto endurecido:
- * Resistencias a la compresión.
- * Resistencia a la flexión (módulo de ruptura).

* Extracción de núcleos: en caso de que se tengan dudas sobre la calidad del concreto en base a los resultados anteriores, entonces será necesario contar con núcleos de las losas. Con ello se confirmará los espesores reales de estas últimas. Además, se podrán obtener las resistencias a la compresión diferentes edades, y módulos de elasticidad de los concretos en su disposición final.

La resistencia característica, $(f'c)_{car}$. de la obra se calcula mediante:

$$(f'c)_{car} = f'c_p - C \cdot S_o \quad \text{Ec. 3.3}$$

En esta ecuación $f'c_p$ es la resistencia media, C es un factor dependiente de la fracción defectuosa. Para una fracción defectuosa del 20% (o nivel de confianza de 80 %), $C = 0.84$.

$$S_o = \sqrt{\frac{\sum (f'c - f'c_p)^2}{n-1}} \quad \text{y} \quad f'c_p = \frac{\sum f'c}{n} \quad \text{Ec.3.4}$$

Donde n es el número de muestras.

La resistencia característica deberá ser siempre igual o superior a la resistencia especificada:

$$(f'c)_{car} \geq (f'c) \quad \text{Ec. 3.5}$$

La frecuencia de muestreo se puede resumir en valores medios, en la tabla 3.6. Es necesario aclarar, sin embargo, que en cada proyecto particular se establecerán las frecuencias, atendiendo a las necesidades específicas de la obra.

Tabla 3.6 Frecuencias de muestreo recomendadas (pavimentos urbanos)					
Volumen de concreto en obra					
Tipo de prueba	< 500 m ³		≥ 500 m ³		
	Resistencia especificada en proyecto, (f'c) esp. en kg/cm ²				
	<150	≥ 150	<150	150 - 300	>300
Revenimiento diario	1	1	2	3	3
Resistencia a la compresión	-	5	1 cada 100 m ³ 75 m ³ 50 m ³		
Densidad	1	1	1 cada 400 m ³ 300 m ³ 200 m ³		
Contenido de aire	-	2	1 cada 75 m ³ 50 m ³		

Referencias

¹ NMX - C- 251- 86, Industria de la Construcción, "Concreto, terminología", ASTM -C- 685-90 "Concreto hecho por coladas volumétricas y mezclado continuo".

² "Guía Práctica para la Colocación del Concreto", ACI 304, Cap. 2. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.

³ ASTM C-94 "Especificaciones para concreto premezclado."

⁴ "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado, (ACI - 318R - 89)", Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, 1991., Cap. 5.

⁵ American Concrete Institute, Comité ACI 214 vigente.

⁶ Ver por ejemplo "Diseño y Control de Mezclas de Concreto", Steven H. Kosmatka y William C. Panarese, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. 1992. Traducción de la publicación de la PCA *Design and Control of Concrete Mixtures*, 13th edition.

Vialidades urbanas

Preparación de las capas de apoyo

4.1 EQUIPO

El equipo a utilizar dependerá del tamaño, volúmenes de obra y características específicas del proyecto. De alguna manera influye también la disponibilidad que de él tengan los contratistas locales. A continuación se presenta un resumen de la secuencia constructiva general.

Remoción y despeje de caja en el área de trabajo

En obras urbanas es frecuente tener que remover fragmentos de cimentaciones antiguas, brocales de pozos de visita, camellones, guarniciones, etc. En caso de que el tramo sea virgen, será necesario retirar fragmentos de roca, raíces de árboles de gran tamaño, si es que existen, etc. En caso de presentarse la necesidad de demoliciones, será necesario contar con equipo que funcione con aire comprimido: compresores, perforadoras manuales, rompedoras de losas de concreto y pavimentos asfálticos en general, etc.

Como equipo de carga, remoción y de maniobra resulta conveniente el empleo del cargador frontal.

Escarificación

Para estas actividades se emplean motoconformadoras para suelos equipadas con barra escarificadora, normalmente de 11 dientes.

Cuando se tenga que remover roca, se aconseja el empleo de "rippers".

Extracción

Esta parte de la preparación de la superficie se puede realizar mediante cargadores frontales, bulldozer o motoconformadoras. Cuando los volúmenes por tratar son pequeños, se pueden emplear tractores agrícolas complementados con cargador frontal.

Transporte

La movilización de suelo recortado, o bien los volúmenes hacia el sitio de trabajo, por ejemplo de rellenos de importación de bancos, se podrá realizar mediante camiones volteo. En obras pequeñas es conveniente contar con un tractor para mover equipo menor, materiales, moldes, equipos, etc., dentro del área de trabajo.

Mezclado, homogeneización y distribución

Normalmente, se utilizan motoconformadoras para realizar el mezclado y la uniformización, incluido el extendido de materiales en las cajas ya preparadas. En ocasiones, y dependiendo de si se utilizan sustancias estabilizadoras (cemento, cal, aditivos, etc.) podrán emplearse equipos especiales, como los "pulvimixers" o tractores con rastras agrícolas, para preparar el mezclado en el sitio.

Equipo de riego

Para estas actividades es frecuente el empleo de pipas o contenedores montados en camiones y provistos de dispositivos y bombas especiales para distribuir en forma controlada y homogénea el agua a todo lo ancho del camino o calle.

Tabla 4.1 Equipo de compactación de suelos

Capa			Tipo de suelo	Tipo de equipo recomendado	Presión aplicada, o fuerza	Número mínimo de pasadas	Velocidad de pasadas km/hr	Espesor máximo de cada capa, en cm	Estado de la humedad
Base	Sub-Base	Subrasante	A1	Vibratorio	30 KN estáticas + 70 KN dinámicas	8	2	20	Cercano a la saturación
			A2	Neumático	50 KN por cada rueda, 90 psi inflada	6	5	10	Cercano a la saturación
			A3	Vibratorio	30 KN estáticas + 70 KN dinámicas	8	2	20	Cercano a la saturación
			A4	Pata de cabra	0.70 Mpa	9	10	15	10 % bajo el límite plástico
			A5	Pata de cabra	0.70 Mpa	12	10	15	10 % bajo el límite plástico
			A6	Pata de cabra	0.70 Mpa	18	10	15	10 % bajo el límite plástico
			A7	Pata de cabra	0.70 Mpa	24	10	15	10 % bajo el límite plástico

Equipo de compactación

El equipo de compactación se escogerá en función de los tipos de suelos por compactar y de las exigencias del proyecto. Para ayudar en esta tarea, en la tabla 4.1 se ofrece una pequeña guía, la cual, sin embargo, no pretende excluir otras posibilidades ni descalificar los equipos con que cuente el constructor.

A continuación se enumeran algunos requisitos básicos adicionales que los equipos de compactación deberán cumplir:

- * Los compactadores vibratorios deberán contar con mecanismos que le permitan controlar las velocidades.
- * En caso de que se utilicen equipos con llantas neumáticas, estos podrán ser lastrados. Si son de remolque, los tractores deberán contar con llantas neumáticas.
- * Los equipos vibratorios pesados (5 ton) pueden ser empleados en la gran mayoría de los casos. También los patas de cabra con forma trapezoidales o modificados podrán ser utilizados.
- * De preferencia las frecuencias y amplitudes de los rodillos vibratorios deberán ser regulables. La frecuencia de este equipo va normalmente de 1,500 a 2,500 ciclos/minuto. En suelos granulares se recomiendan amplitudes bajas combinadas con frecuencias altas. En los suelos plásticos es exactamente al revés.

En trabajos pequeños es recomendable contar con un rodillo vibratorio de doble tambor, con un peso estático de 1 ton o mayor.

4.2 SECUENCIA CONSTRUCTIVA

4.2.1 Capa sub-base

El material deberá cumplir con los requisitos mínimos de calidad que se expusieron en la sección 1.4. Durante la colocación y esparcido del material que constituye esta capa se deben evitar inclusiones de materiales extraños. Las capas ya compactadas deberán ser de 10 a 20 cm. Se evitarán al máximo zonas locales o bolsas de materiales plásticos, así como de compactaciones notoriamente irregulares.

Se procurará utilizar siempre el equipo adecuado, de acuerdo con el tipo de suelos, volúmenes de los mismos por colocar, espesor de sus capas, etc., para ello se tomará la tabla 4.1 como guía. Las cantidades de agua serán las indicadas por las pruebas de laboratorio; en campo se aplicarán los riegos necesarios para dar la humedad óptima de proyecto. Cuando se aplique el líquido, se tendrá cuidado de no provocar encharcamientos, también se evitará la infiltración de agua dentro de la capa subrasante y subyacente, pues esto tiende a reblandecerlas.

Las pasadas del equipo se iniciarán desde las orillas, con avances hacia el centro. Se deberán usar traslapes mínimamente de 30 cm. En caso de contar con sobrecanchos de compactación, éstos serán de 40 cm mínimo por lado en el caso de calles, y de 15 cm en banquetas. Se considerará que la compactación es satisfactoria cuando se logre la densidad especificada.

La superficie terminada debe estar lisa, y paralela a la rasante de proyecto de la calle, libre de depresiones, mismas que no deberán ser mayores a 2 cm, no importa que el nivel exigido en los planos sea mayor o menor.

Los espesores y grados de compactación logrados se determinarán de manera rutinaria. Las irregularidades en la superficie se corregirán mediante escarificación y remoción de material. En el caso de sobreelevaciones, agregado de material, perfilado y su correspondiente compactación, en el caso de depresiones, según los documentos de construcción.

4.2.2 Capa base

El material cumplirá en general con los lineamientos de la sección 1.4, y más específicamente con lo dispuesto en las normas S.C.T. vigentes referentes a bases para pavimentos flexibles. El procedimiento es básicamente el mismo del párrafo anterior. Los niveles finales se podrán referir a banquetas, guarniciones y pavimentos existentes. Alternativamente se referirán a estacas de nivelación, colocadas alineadas paralelas al eje de trazo, a distancias no mayores a 10 m.

Mezcla

Los materiales podrán mezclarse en el sitio directamente o en planta. En este último caso los materiales se mezclan de manera homogénea, incluida la cantidad de agua de proyecto. Posteriormente la mezcla se transporta al sitio de colocación y se esparce en un período mínimo.

El mezclado en el sitio se inicia disponiendo los proporciones de materiales para lograr la distribución granulométrica. Se esparce primero el material grueso y posteriormente los demás componentes. Logrado lo anterior, se inicia el mezclado mediante motoconformadoras, arados de discos, rastras agrícolas, o cualquier equipo apropiado hasta conseguir un mezclado homogéneo.

El agua se aplicará con pipas, de manera uniforme, antes del mezclado, y conforme éste último avance, para lograr las humedades demandadas por el laboratorio.

Distribución y compactación

La distribución en la geometría de la vialidad se ejecuta empleando motoconformadoras, esparcidores mecánicos o equipo similar. El material que se distribuya previo a la compactación, deberá estar libre de bolsas de materiales finos o francamente gruesos.

En ningún caso se colocará material de base sobre un material arcilloso, o en zonas reblandecidas.

Los materiales que constituyan esta capa deberán tener la humedad óptima o la más próxima a ella. En caso de que en campo se sobrepase el contenido de agua recomendado por el laboratorio, entonces se procederá a su aireación, para corregir el problema. En caso de sequedad se aplicarán riegos y mezclados adicionales.

Se continuará con las pasadas de rodillos hasta lograr una compactación uniforme, regular y con la densidad especificada, incluso si conforme se avanza no se presenta un deslizamiento de materiales.

Normalmente, la capa base deberá alcanzar un grado de compactación del 95 % respecto a la prueba AASHTO T180 (pisón de 4.5 kg y alturas de caída 45.7 cm) en un ancho superior al del pavimento.

La elección del tipo de compactador, número y velocidad de las pasadas dependerá de varios factores, a saber, del tipo de material por colocar, de la humedad óptima, los espesores y la disponibilidad de equipo, etc.

Los sobreesesores de compactación recomendados son de 30 cm a cada lado, para repartir adecuadamente las cargas transmitidas en la vialidad. En el caso de bases para banquetas, estos sobreesesores deberán ser de 10 cm. El espesor final ya compactado vendrá regido por el diseño de cada caso particular.

Las irregularidades de perfilamiento vertical se corregirán por medio de escarificado, adición de material aprobado por la residencia de obra y su correspondiente compactación.

4.3 BASES DE SUELO-CEMENTO

El suelo es una mezcla de material pulverizado con cantidades medidas de cemento y agua, y compactado a un peso volumétrico seco máximo. Conforme el cemento se hidrata, la mezcla se endurece.

El suelo puede ser de cualquier tipo: arena, limo, arcilla, grava, o piedra triturada.

Existen tres tipos básicos de mezclas suelo-cemento:

- ❖ Suelo-cemento.
- ❖ Suelos modificados con cemento.
- ❖ Suelo-cemento plástico.

De ellos, el primero es una mezcla de suelo con cemento capaz de soportar pruebas en estado húmedo y seco. En particular, contiene suficiente humedad para ejecutar ensayos de compactación de laboratorio. Se le conoce también con otros nombres tales como bases tratadas con cemento, suelos estabilizados con cemento o agregados estabilizados con cemento.

Los suelos modificados con cemento son aquellas mezclas sin endurecer o con endurecimiento parcial de suelos y cemento. Este tipo de mezclas se producen para mejorar algunas propiedades físicas de los suelos, tales como la plasticidad, compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante. Esto se presenta debido a que cuando se adhieren cantidades pequeñas de cemento a los suelos que se pretende mejorar, las características de plasticidad y cambios volumétricos mejoran de manera notoria. La cantidad de cambios en tales propiedades dependen del tipo de suelos y de las cantidades de cemento incluidas.

El empleo de suelos modificados con cemento se relaciona con las subrasantes o terraplenes cuya calidad en su estado natural su calidad es dudosa.

Suelos-cementos plásticos: corresponden a mezclas endurecidas de cemento con materiales granulares que en el momento de colocarse contaban con suficiente agua para darle la consistencia de un mortero fresco. En comparación, el suelo-cemento convencional contiene sólo la cantidad de agua para poder ser compactado.

Los suelos-cemento plásticos se utilizan como "camas" de tuberías colocadas en trincheras o para construir pavimentos en áreas confinadas, en pendientes pronunciadas o de difícil acceso, tales como cunetas, o estructuras de control de erosión, en donde un equipo de pavimentación tradicional no tenga acceso.

Se recomienda determinar la cantidad de cemento para una mezcla dada de acuerdo con las características de cada proyecto en particular. Sin embargo, en zonas urbanas es común emplear entre 2 y 3 % de cemento.

Dado que los suelos-cemento son materiales estructurales, poseen propiedades ingenieriles que dependen principalmente del tipo de suelo y de las cantidades de cemento empleadas, de las condiciones de curado y su edad.

Sólo para dar una idea de algunas de ellas, es común encontrar resistencias a la compresión a los 28 días en especímenes saturados con contenidos mínimos de cemento que cumplan con los criterios generales de suelo-cemento, comprendidas entre 21 y 56 kg/cm². El módulo de elasticidad para el mismo plazo es del orden de 1 x 10⁴. Estas propiedades se incrementan con el período de curado.

Existe una correlación bastante clara entre las resistencias a la compresión y flexión. El módulo de ruptura es del orden de 20 % de la resistencia a la compresión.

4.3.1 Ensayes de laboratorio comunes

Normalmente, las cantidades de cemento se dosifican por peso, es decir, en términos del peso total del suelo secado al horno. Los cálculos se hacen tomando al suelo en esta condición. Sin embargo, en caso de facilitar las obras en campo, se pueden hacer los ajustes por volumen, tomando como base el peso correspondiente a un saco, es decir 50 kg.

Preparación de muestras: para una serie de un contenido de cemento a estudiar, bastarán de 35 a 50 kg del suelo representativo a utilizar. Este deberá estar previamente secado al aire o al horno a una temperatura de 60°C. Posteriormente se cribará y separará empleando las mallas de 3/4" y la No. 4. El material que pase esta última malla se deberá guardar en charolas cubiertas para evitar cambios fuer-

tes en los contenidos de agua, y se deberá guardar durante todo el tiempo que duren los ensayos.

Las cantidades retenidas en las mallas de 3/4" y la No. 4 se deberán anotar para su uso posterior en los cálculos granulométricos. Se eliminarán las partículas mayores a 5 cm (2"), anotándose la cantidad, para las correcciones que se deben hacer, a saber, las adiciones de material menor debidamente preparado para reflejar su sustitución.

Los materiales comprendidos entre las mallas No. 4 y la de 3/4" se deberán saturar (sin agua libre), para que así humedecidos puedan emplearse para completar los suelos sujetos a ensayos de compactación. Su adición se hará de tal forma que su peso en estado seco sea igual, para un espécimen de suelo-cemento dado, a la cantidad de material comprendido entre estas mallas más el peso de materiales comprendido entre las mallas No. 4 y la de 2" de la muestra representativa del suelo original.

Cuando en algunos caminos exista una carpeta de concreto asfáltico ya deteriorado, es admisible pulverizar suelo y fragmentos de carpeta asfáltica, a condición de que existan partículas de estos materiales, junto con el suelo, que pasen las mallas No. 10 y 40. En ocasiones será incluso necesario pulverizar fragmentos de producto asfáltico mayores de la malla de 3/4", para obtener fragmentos menores que puedan reemplazar o completar las muestras de suelo, con granulometría de 3/4" e inferiores, y así preparar muestras representativas de las condiciones de campo. Todos los fragmentos asfálticos retenidos en la malla No. 4 podrán ser tratados y manejados como partículas de suelo normal.

Se realizarán compactaciones de acuerdo con la norma ASTM D-558 o la AASHTO T-134. Los porcentajes de compactación, como es usual en el caso de suelos, se calculan como sigue:

$$w = \frac{PMSH - PMSS}{PMSS - PM} \times 100 \tag{Ec. 4.1}$$

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{w + 100} \times 100 \tag{Ec. 4.2}$$

En donde:

PMSH = peso del suelo-cemento húmedo y molde

PMSS = Peso del suelo-cemento seco y molde

PM = Peso del molde

w = contenido de agua del espécimen, %

γ_h = Peso volumétrico húmedo del suelo-cemento, en kg/cm³

γ_s = Peso vol. seco del suelo-cemento, en kg/cm³.

Como es usual, se grafican los pesos volumétricos secos para cada contenido de agua (curva de compactación), obteniéndose así el contenido de agua óptimo para el valor máximo de γ_s .

Prueba de Saturación-secado: esta prueba lleva como fin estudiar el comportamiento desde el punto de vista de durabilidad, de los especímenes en condiciones ambientales críticas, como son los cambios abruptos de saturación y secado en campo. El ensaye se ejecuta de acuerdo con las normas ASTM D-559 o AASHTO T-135.

Una vez preparadas las muestras en los moldes, se recomienda exponerlas durante 7 días a condiciones atmosféricas normales, y de preferencia en humedad alta. Posteriormente se sumergen en agua durante 5 horas, para luego removerse. Los especímenes se someten después a secado al horno a 71°C por un lapso de 42 horas. Acto seguido se procede aplicar dos pasadas con cepillo de alambre a lo largo y ancho de toda la sección, a fin de remover los planos débiles producidos por el proceso de saturación-secado rápido.

El cepillo es de cerdas metálicas de calibre No. 26, planas, de 5.24 cm de longitud, agrupadas en conjuntos de 10, montadas en una placa de madera de 19 x 6.35 cm, de forma que los grupos formen a su vez cinco hileras longitudinales y diez transversales.

Las pasadas con cepillo deben hacerse con una fuerza equivalente del orden de 1.5 kg. Para ello, se sugiere sujetar la probeta en posición vertical en un plato de balanza. Posteriormente se dan las pasadas, tratando de que cada aplicación o presión registre en la balanza la cantidad referida. Para lograr este raspado bastarán de 18 a 20 pasadas para cepillar todos los lados, y 4 pasadas en cada extremo.

Lo anterior constituye un ciclo de 48 horas. Posteriormente, el mismo espécimen se deberá sumergir en agua para iniciar otro ciclo igual, hasta completar 12. Al final del duodécimo ciclo la probeta se seca en horno a 110°C, para después pesarla a esa temperatura.

Para el cálculo de la pérdida de suelo-cemento al final de la prueba se deberá considerar la cantidad de agua para la hidratación del cemento que no fue posible retirar de la matriz mediante el secado a 110°C. Este contenido de agua se puede considerar en promedio de 1/4 del porcentaje de cemento en el espécimen¹. La corrección es como sigue:

$$PSC = \frac{(PSCS)_{110^{\circ}C}}{(PSS)_{110^{\circ}C} + 100} \times 100$$

Donde:

(PSCS)_{110°C} = peso de la mezcla secada a 110°C

(PSS)_{110°C} = porcentaje de agua de hidratación retenida en el espécimen

Y el porcentaje de pérdida de mezcla, PSC, según la relación:

$$PSC = \frac{(PSCS)_{\text{horno original}} - (PSCS)_{\text{corregido}}}{(PSCS)_{\text{horno original}}} \times 100$$

En donde: (PSCS)_{horno original} = peso de la probeta seca original

(PSCS)_{corregido} = Peso de la mezcla seca ya corregido, (PSS).

Las pérdidas aceptables, atendiendo al tipo de suelo, son las siguientes:

Tabla 4.2 Tolerancias en pérdidas	
Tipo de suelo	Pérdida permisible
A-1, A-2-4, A-2-5, y A-3	< 14
A-2-6, A-2-7, A-4 y A-5	< 10
A-6 y A-7	< 7

4.3.2 Otros métodos aproximados

La PCA² propone dos enfoques para determinar los contenidos de cemento aplicables al caso de suelos arenosos: el Método corto y el Método Rápido. Ambos son de tipo empírico, apoyado en 2,438 ensayos experimentales conforme a las normas ASTM/AASHTO. Estos métodos emplean cartas de diseño cuyos datos de entrada son determinaciones previas de algunas propiedades índice de los suelos arenosos que se estudien. Ambos enfoques, si bien de sencilla aplicación, son un tanto arbitrarios. A continuación se describe brevemente cada uno de ellos.

- ✱ Método Corto: El método se subdivide en dos casos. El procedimiento A es para suelos arenosos cuyas partículas no sean superiores a la malla No. 4. El Procedimiento B, para materiales con retenidos en la referida malla. Cabe señalar que estos métodos únicamente se aplican en suelos granulares (con finos < 50 %), con menos del 20 % menores de 0.005 mm, y menos del 45 % retenidos en la malla No. 4. Las gráficas resultantes se elaboraron dentro de estos límites. Además, las gráficas fueron obtenidas para suelos con densidad de sólidos, S_s, superiores a 2.45. Estas metodologías normalmente están del lado de la seguridad, con valores muy cercanos a los obtenidos en los ensayos del tipo de Saturación y Secado, vistos anteriormente. La secuencia básica es como sigue:
 - ✱ Obtención de la compactación de la mezcla en estudio.
 - ✱ Determinar el contenido de cemento requerido mediante cartas de diseño.
 - ✱ Verificación del contenido de cemento mediante una prueba de compresión.

Previo a la aplicación de los procedimientos, se deberá determinar la distribución granulométrica del suelo y la densidad relativa del material retenido en la malla No. 4. Si todo el material pasa esta malla, se utilizará el método A; si existe material retenido se empleará el procedimiento B.

Método A

- * Paso 1: realizar una prueba de compactación para determinar el peso volumétrico y la humedad óptima de una mezcla suelo-cemento. En este paso la PCA proporciona la gráfica (ver Fig. 4.1) para estimar el contenido tentativo de cemento en la mezcla, atendiendo a la cantidad de material, en porcentaje, entre las mallas No. 4 y la No. 60. De esta gráfica se obtiene un valor tentativo del peso volumétrico seco máximo, $\gamma_{s\text{máx}}$. Después, con la gráfica de la Fig. 4.2, y conociendo que pasa la malla No. 200 y el $\gamma_{s\text{máx}}$, se obtiene el contenido tentativo.
- * Paso 2: utilizar el $\gamma_{s\text{máx}}$ de la mezcla ya compactada en el paso 1 para con la ayuda de la ya referida Fig. 4.2, obtener el contenido de cemento requerido.
- * Paso 3: preparar por triplicado especímenes para ensayos a compresión con los contenidos obtenidos en el paso anterior. Se prepararán al peso volumétrico máximo y humedad óptimo. Los especímenes podrán ser de 5 x 5 cm, o de 10.16 de diámetro x 11.7 cm de altura. Los especímenes de 5 cm y de 10.16 cm deberán ser sumergidos en agua por un lapso de 1 hr. y 4 hrs. antes de ensayarlos. Estos últimos deberán además ser cabeceados previo a su ensaye.
- * Paso 4: las probetas curadas en ambiente húmedo serán ensayadas a los 7 días, por duplicado. Se tomará siempre el promedio.
- * Paso 5: en el resultado anterior, para ser aceptable el contenido de cemento propuesto, deberá ser superior a lo indicado por la línea de la Fig. 4.3. De caer el valor de la resistencia por arriba de la línea, entonces se procederá a incrementar el contenido de cemento.

La PCA no precisa en qué cantidad la resistencia a la compresión debe ser superior a lo indicado en la Fig. 4.3, sólo dice que debe estar por arriba. De esta manera, no explica qué hacer para variar la resistencia; además, no recomienda deducir los consumos de cemento para acercarse más a la resistencia obtenida con la curva de esta figura. Es así que las curvas de diseño proporcionan dosificaciones de cemento necesarias para cubrir los requerimientos de Saturación-Secado de la AASHTO, que es finalmente lo que debe regir. Normalmente, los proporcionamientos por las gráficas están del lado de la seguridad, y es una medida cualitativa de que el cemento hidrató normalmente dentro de la masa de suelo.

Método B

- * Paso 1: obtención del peso volumétrico máximo, $\gamma_{\text{máx}}$ y la humedad óptima de la mezcla. Ahora se utiliza la gráfica de la Fig. 4.4 para obtener un $\gamma_{\text{máx}}$ tentativo. Para ello se deberá conocer la granulometría de la muestra de suelo, a fin de entrar con el material que pasa la malla No. 200. Una vez que se tiene este dato, y conociendo el material retenido en la malla No. 4, se entra en la

gráfica de la Fig. 4.5 para obtener un contenido de cemento aproximado tentativo.

Es condición que el suelo del espécimen contenga del orden del material retenido en la malla No. 4 que la muestra general. Se eliminarán las partículas superiores a 1.9 cm (3/4"). En caso de que existan partículas superiores a este tamaño en la muestra original, su cuantía se reemplazará en el espécimen con material comprendido entre la malla de 3/4" y la No. 4.

- * Paso 2: conocido el $\gamma_{\text{máx}}$ después de la prueba en el paso anterior, se utiliza otra vez la gráfica de la Fig. 4.5 para establecer el contenido de cemento.
- * Paso 3: emplear la totalidad del material descrito en el paso No. 1 y los pesos volumétricos medidos en el paso No. 2 para producir especímenes con las compactaciones, humedades óptimas y contenidos de cemento ya obtenidos. Los especímenes serán sumergidos por 4 horas y cabeceados previo a su ensaye.
- * Paso 4: después de 7 días de curado húmedo, determinar la resistencia a la compresión.
- * Paso 5: con la Fig. 4.6 se obtiene la resistencia permisible a la compresión, en kg/cm^2 . Si la resistencia medida en

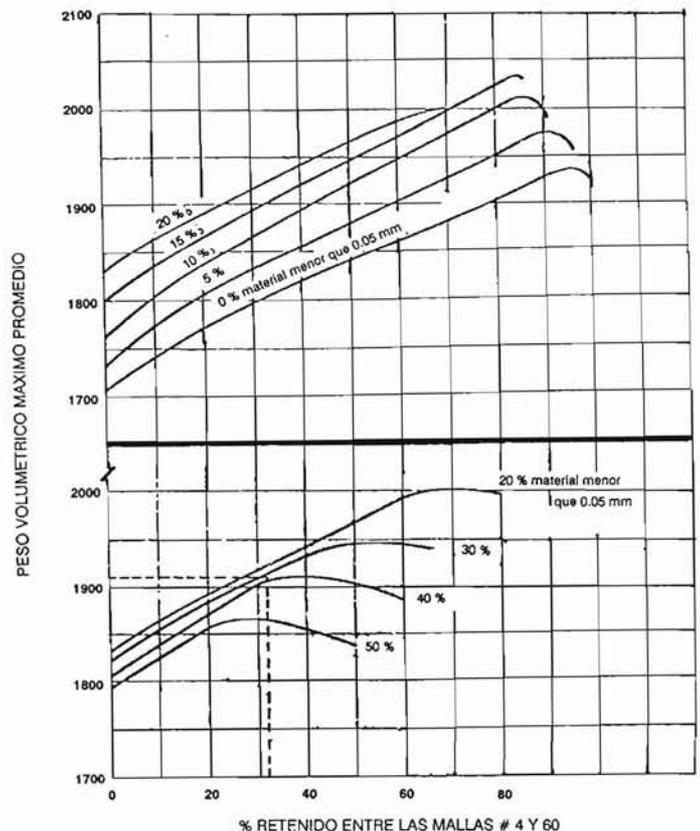


Figura 4.1 Estimación del peso volumétrico máximo promedio, Método corto de la PCA.

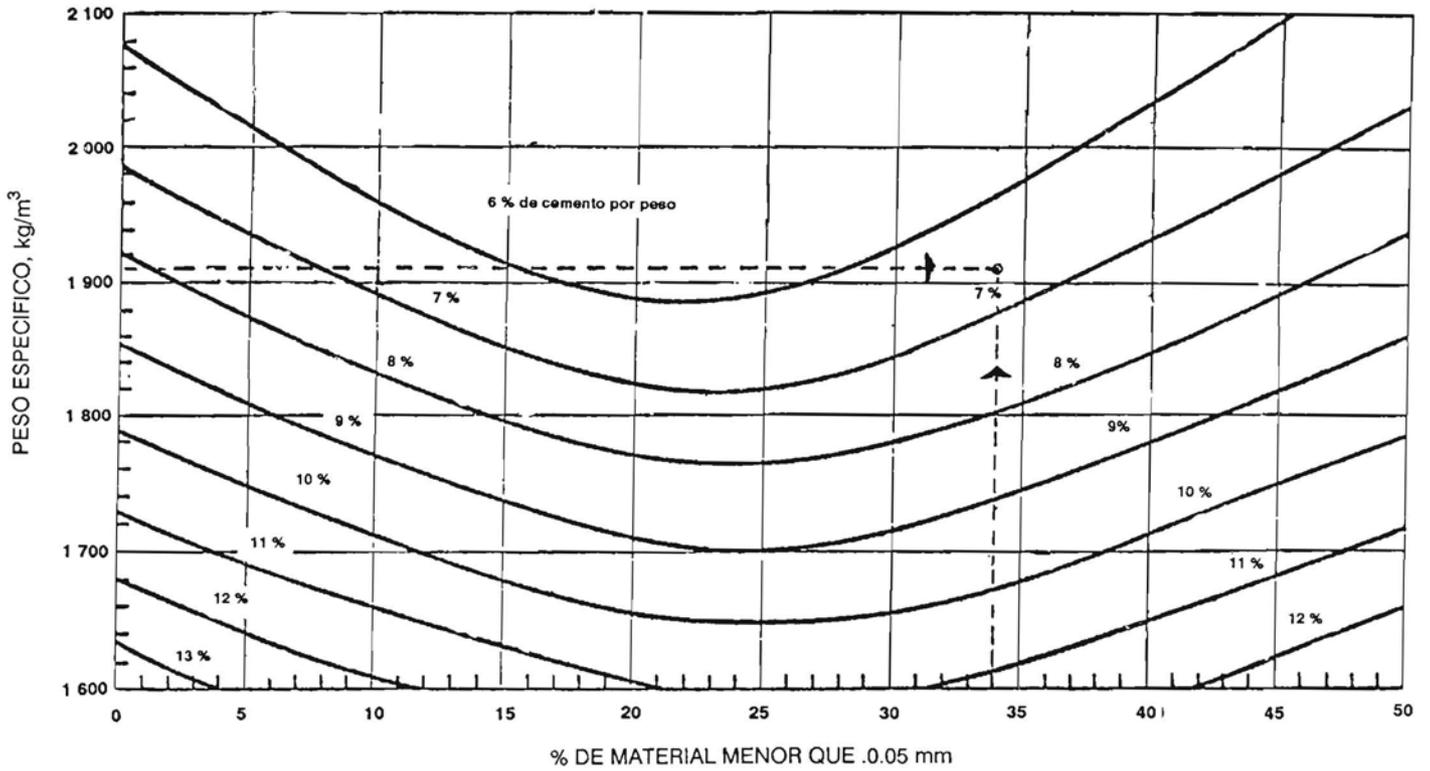


Figura 4.2 Obtención de los contenidos de cemento para suelos que retienen material en la malla # 4.

el paso anterior es superior a esta resistencia, entonces el contenido propuesto en el paso No. 2 es correcto.

El control por peso en campo, sin embargo, a veces resulta no práctico en campo. Es por ello que se opta en ocasiones por dosificación en volumen. Para ello se puede utilizar la siguiente relación:

$$\% \text{ de cemento por volumen, } B = \frac{\gamma_{smax} \cdot \frac{\gamma_{smax}}{(100 + a) / 100}}{1,762} \times 100$$

Ec. 4.5

Donde:

γ_{smax} = peso volumétrico seco máximo

a = contenido de cemento.

B = porcentaje de cemento en volumen de la mezcla compactada.

La siguiente tabla proporciona la cantidad de cemento por distribuir, en peso, por metro cuadrado y por 1 cm de espesor:

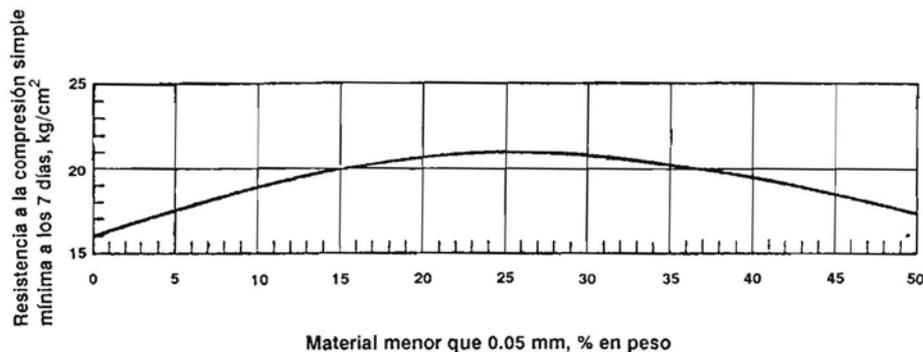
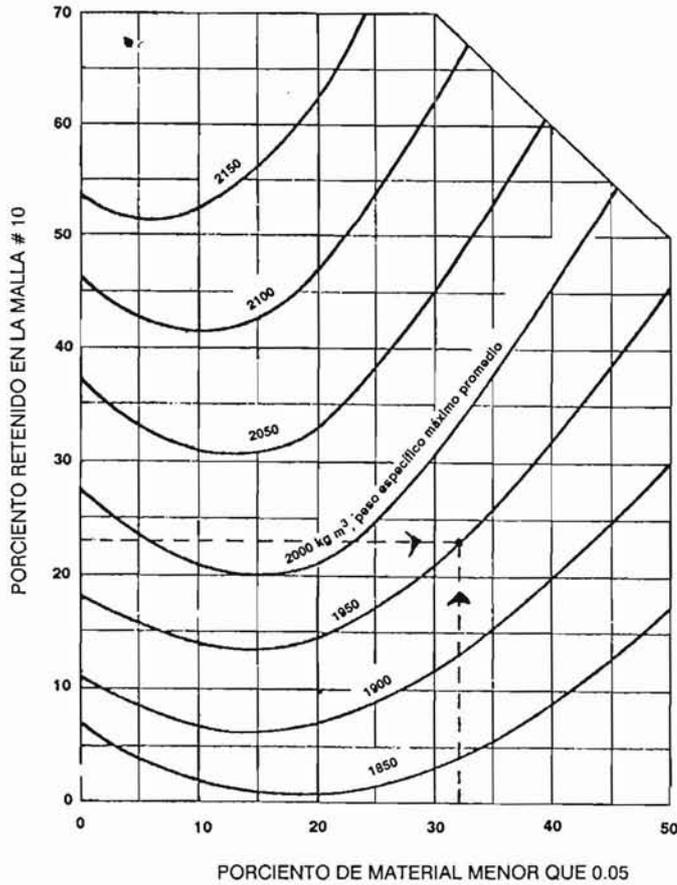


Figura 4.3. Resistencia a la compresión simple a los 7 días.



Contenido de cemento, kg/ m ³ de suelo-cemento compactado	Cantidad de cemento distribuido, kg/m ² /cm de espesor compactado de suelo-cemento
72	0.72
80	0.80
88	0.88
96	0.96
104	1.04
112	1.12
120	1.20
128	1.28
136	1.36
144	1.44
152	1.52
160	1.60
168	1.68
176	1.76
Para cualquier contenido de cemento, dividir la cantidad entre 100	

Ejemplo

Figura 4.4 Obtención de los pesos volumétricos máximos promedios.

Supóngase que se tienen dos suelos arenosos mezclados con limos y limos-arcillosos con gravas de las siguientes características:

MEZCLAS DE SUELOS QUE CONTIENEN MATERIAL QUE SE RETIENE EN LA MALLA # 4

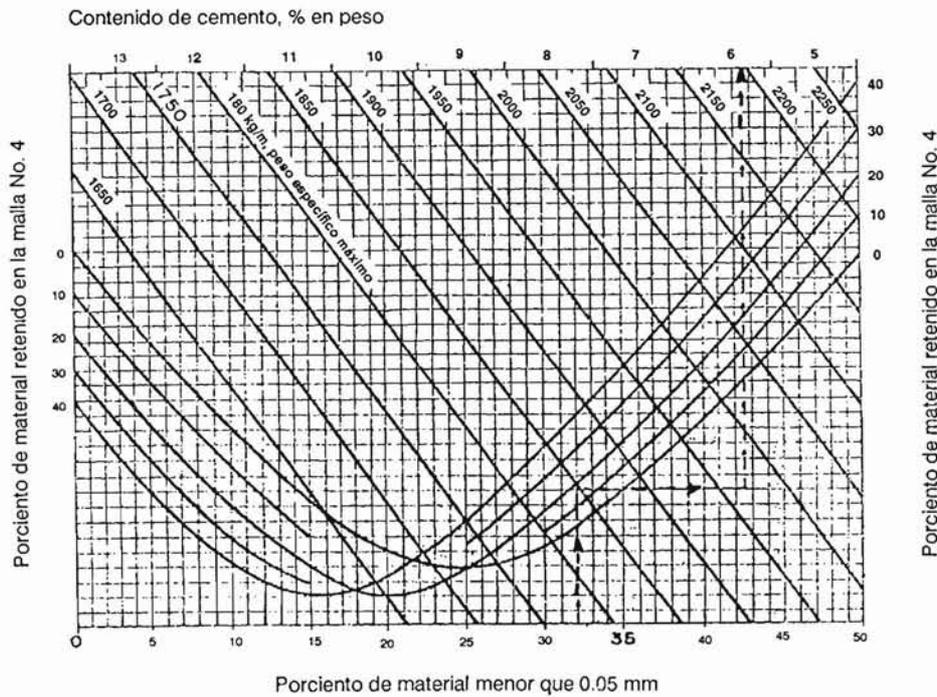


Figura 4.5 Obtención de porcentajes de cemento para mezclas de suelo-cemento, PCA.

Característica	Muestra 1	Muestra 2
Límite líquido, %	71.07	23.03
Límite plástico, %	32.13	18.67
Índice plástico	9.41	5.22
Contracción lineal	2.92	2.40
V.R.S Estándar, %	100	100
Pasa la malla No. 4	78.1	48
Pasa la malla No. 10	66.2	46.7
Pasa la malla No. 60	39.9	24.2
Pasa la malla No. 200	27	16
Grava, %	22	36
Arena, %	51	48
Finos, %	27	16
Clasificación de finos	ML	CL-ML
$\gamma_{\text{máx. húmedo}}$, kg/ m ³	2028	2298
$\gamma_{\text{máx. seco}}$, kg/ m ³	1632	2105
Humedad óptima, %	24.2	9.2

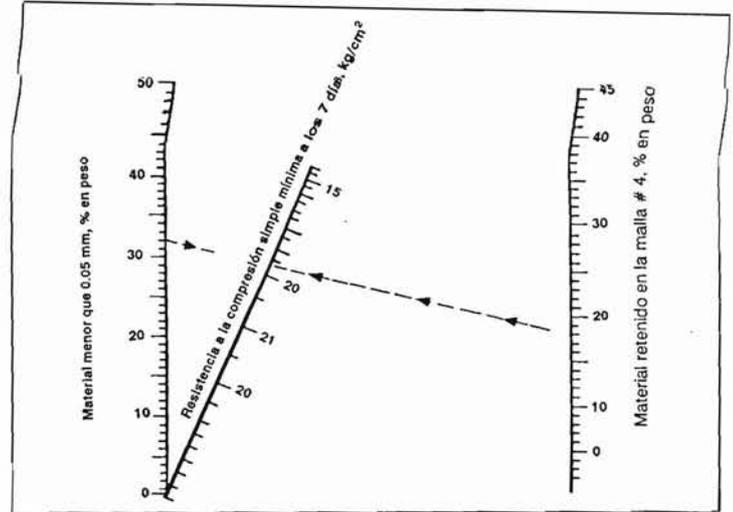


Figura 4.6. Obtención de las resistencias a la compresión simple para mezclas, PCA.

Solución

Primeramente se obtienen las propiedades índice de los suelos: granulometría y límites de consistencia. Con ello establecemos que método emplear. En nuestro caso, una vez determinado la naturaleza granular de estos suelos, empleamos el método B. Después, con la ayuda de la gráfica de la Fig.4.4 se obtiene una aproximación de los pesos volumétricos húmedos. Así, para los casos de las muestras tenemos que:

Muestra 1	Muestra 2
Con F = 27 %	16%
Retenido en la malla No. 10 = 34%	53 %
Se obtiene 2,034 kg/m ³	en esta muestra : 2,146 kg/m ³

- * Paso 1: con los pesos volumétricos tentativos y el dato de contenidos de finos se entra en la Fig.4.5 y se obtiene, para el caso de la muestra 1, un contenido aproximado de 5%. En el caso de la muestra 2, la traza horizontal llega hasta el extremo derecho de la gráfica, por lo que podemos establecer un requerimiento mínimo de cemento del orden de 4 %.
- * Paso 2: procédase a realizar la prueba de compactación de acuerdo con la AASHTO T-134. Se obtienen ahora pesos volumétricos de 2,028 y 2298 kg/m³ para las muestras 1 y 2, respectivamente, que son los valores consignados en la tabla.
- * Paso 3: con los valores obtenidos de $\gamma_{\text{máx. h}}$ y el porcentaje de finos se vuelve a entrar a la gráfica de la Fig. 4.5, para verificar los contenidos de cemento propuestos al inicio. Se aprecia que aproximadamente con estos datos el porcentaje es de 5 % y de 4% para las muestras 1 y 2, respectivamente.

- * Paso 4: se realizan por triplicado dos especímenes de 10.16 cm (4") de diámetro, a ser usados en edades de 7, 14 y 28 días. Se hacen a la humedad óptima previamente determinada. Una vez compactados se ponen a curar en cuarto húmedo.
- * Paso 5: previo al ensaye de compresión, las muestras se saturan en agua por 4 horas y se cabecean. Los resultados de resistencia a la compresión a los siete días son de 55.1 y 52.4 kg/cm² en la muestra 1, y de 61.2 y 56.9 kg/cm².
- * Paso 6: utilizando la gráfica de la Fig. 4.6, y usando el porcentaje retenido en la malla No. 4 y el que pasa la No. 200, en ambas muestras se obtiene:

	% retenido No. 4	Pasa la malla No. 200	Res. mínima, kg/ cm ²
Muestra 1	22	27	20.25
Muestra 2	36	16	21

De esta manera, los contenidos de cemento resultaron ampliamente adecuados. En caso de que las resistencias a la compresión simple hubiesen resultado por abajo de 21 kg/cm², se tendrían que fabricar especímenes con mayor contenido de cemento.

En caso de que en campo se requiera conocer la relación de cemento por volumen respecto al volumen compactado de las mezclas, entonces se aplica la ecuación anterior. Así, el proporcionamiento de la muestra 1 en peso, 5 %, se incrementa a 5.5 % en volumen. Y la de la muestra 2 cambia de 4 % en peso a 5 % en volumen de mezcla compactada.

Para dar una idea del impacto de los contenidos variables de cemento en estos suelos respecto a la edad, a partir de estudios de mezclas realizados en el IMCYC se desprendieron los resultados mostrados en la Tabla 4.3.

Según se aprecia en los resultados, las resistencias (incluso en edades tempranas) cumplen con los requisitos mínimos de

Tabla 4. 3

Muestra	Fecha de elaboración	Fecha de ensaye	Edad, en días	Resistencia a la compresión, kg/ cm ²	Porcentaje de cemento, en peso, %
1- 1	6- XII - 95	13 - XII -95	7	55.1	5
2	6 - XII -95	13 - XII -95	7	52.4	
3	8 - XII -95	22 - XII -95	14	52.3	
4	8 - XII -95	22 - XII -95	14	52.9	
5	8 - XII -95	8 - I - 96	28	57.5	
6	8 - XII -95	8 - I - 96	28	50.2	
1 - 7	15 - XII -95	22 - XII -95	7	54.5	7
8	"	22 - XII -95	7	53.4	
9	"	29 - XII -95	14	55.2	
10	"	29 - XII -95	14	52.9	
11	"	12 - I - 96	28		
12	15 - XII -95	12 - I - 96	28		
1 - 13	15 - XII -95	22 - XII -95	7	77.3	10
14	"	22 - XII -95	7	72.8	
15	"	29 - XII -95	14	87.3	
16	"	29 - XII -95	14	82.9	
17	"	12 - I - 96	28		
18	15 - XII -95	12 - I - 96	28		
2 - 1	12 - XII -95	19 - XII -95	7	61.2	4
2	12 - XII -95	19 - XII -95	7	56.9	
3	13 - XII -95	27 - XII -95	14	64.9	
4	13 - XII -95	27 - XII -95	14	60.7	
5	13 - XII -95	10 - I - 96	28		
6	13 - XII -95	10 - I - 96	28		
2 - 7	13 - XII -95	20 - XII -95	7	63.4	5.5
8	13 - XII -95	20 - XII -95	7	63.9	
9	13 - XII -95	27 - XII -95	14	84.2	
10	13 - XII -95	27 - XII -95	14	68.8	
11	13 - XII -95	10 - I - 96	28		
12	13 - XII -95	10 - I - 96	28		
2 - 13	28 - XII -95	4 - I - 96	7	63.4	8
14	28 - XII -95	4 - I - 96	7	53.1	
15	28 - XII -95	11 - I - 96	14		
16	28 - XII -95	11 - I - 96	14		
17	28 - XII -95	25 - I - 96	28		
18	28 - XII -95	25 - I - 96	28		

Nota: Los requerimientos de resistencia a la compresión para los contenidos mínimos de cemento (5.5 % y 4.5 % en peso de cemento para las muestras 1 y 2, respectivamente) son en promedio de 21 kg/ cm².

cemento requerido. Esto sugiere que los suelos son de buena calidad. Es importante hacer notar que la evolución de algunas resistencias aparentemente no resultó lógica, pues en algunas series se obtuvieron resultados distintos para una misma edad. Ello se explica por la presencia en mayor cuantía de agregados gruesos en unos especímenes más que en otros, o a una distribución no regular de tales agregados, lo que, por otro lado, resulta normal en este tipo de muestras. Sin embargo, la tendencia en resistencias sí es consistente.

Las mezclas pueden ser hechas en el sitio o en planta central.

En el sitio la mezcla se pueden preparar mediante:

1) Máquina viajera de mezclado.

a) De eje transversal plano.
Mezclador de eje sencillo.
Mezclador de ejes múltiples.

- b) Mezclador de paletas de eje horizontal del tipo de acamellonamiento.

2) Plantas centrales de mezclado.

- a) Mezclador de eje horizontal del tipo de flujo continuo.
- b) Mezclador de eje horizontal del tipo de carga convencional.
- c) Mezclador de tambor rotatorio (o basculante).

Los primeros equipos que recogen el suelo a ser mejorado, luego añaden las cantidades de agua y cemento especificadas para que después de ser mezcladas se coloquen en la capa de apoyo, a medida que el equipo avanza.

En caso de no contar con estos equipos automatizados, alternativamente se pueden colocar los sacos de cemento sobre los cordones o sobre la superficie, a distancias uniformes, dependiendo de los proporcionamientos. El mezclado se hace con mezcladores especiales ("pulvimixers"), cultivadoras, arados, rejas o rastras. El agua se distribuye con el equipo apropiado para dar la humedad requerida en forma uniforme.

- * Cuando se realicen las operaciones para caminos de bajo costo en zonas rurales, y se cuente con equipo mezclador-pulverizador (llamado también pulvimezclador o "pulvimixers"), el cual consiste en un rotor provisto de dientes escarificadores que giran y penetran dentro del suelo a ser tratado, disgregándolo y pulverizándolo íntimamente, se deberá tener en cuenta que este equipo es particularmente eficaz para pulverizar aquellos terrones formados por materiales arcillosos. También resultan adecuados en los casos en que se requiera disgregar carpetas asfálticas que van a ser recicladas en la formación de bases con cemento, con o sin material granular complementario de importación de banco.

El sistema funciona a varias pasadas de esta caja disgregadora, que es la que aloja al rotor. El conjunto se sitúa en la parte posterior de un tractor con ruedas neumáticas.

A continuación se resume el equipo que normalmente se utiliza en campo para mezclas hechas en el lugar, es decir, para cuando no se cuenta con una mezcladora central de suelo-cemento.

PROCEDIMIENTO GENERAL (RESUMEN)

Con equipo especializado

- * Escarificado y humedecimiento en franjas del suelo a estabilizar. Se conforma al nivel de proyecto. El ancho de trabajo es función del ancho de la pulvimezcladora.
- * Se esparce el cemento en toda la superficie. Esto podrá realizarse mediante camiones volteos dotados con una

caja dosificadora, de manera que su compuerta permita la salida de una capa uniforme de cemento, y así cumplir con la cantidad prescrita en el proyecto de mezclado o mejoramiento.

- * Paso de las cajas pulverizadoras, cubriendo el ancho total de la sección por tratar, en traslape una respecto a otra para no dejar anchos sin mezclar. Se hacen tantas pasadas como sean necesarias hasta lograr uniformidad en las mezclas suelo-cemento. Mientras se realiza esta actividad, en otras secciones adyacentes el terreno podrá irse preparando: humedeciendo, escarificando, conformándolo, etc.
- * Compactación, rastrillado y curado.

Ventajas	Desventajas
Poco costo relativo del equipo.	Se requiere un estricto control de los cortes.
Manejo simple de las máquinas.	La aplicación del agua no es precisa.
Alto rendimiento.	Pérdida de agua por evaporación.
Pulverización adecuada y uniforme.	El tren de pavimentación tiene que ser muy coordinado.
Distribución uniforme del cemento.	

Nota: el equipo anterior es de varias pasadas. Existe una variante más sofisticada de este equipo que utiliza una sola pasada y consiste en una caja que aloja varios rotores, uno cortador, a base de cuchillas que trabajan a alta velocidad; otro de paletas que trabajan en sentido contrario al anterior, a una velocidad más baja. Le siguen uno o dos rotores mezcladores de amasado. Este equipo más completo incluye alimentadores de agua, así como sus salidas mediante boquillas esparcidoras a presión. La profundidad de corte y la cantidad de agua para la mezcla pueden controlarse mecánicamente con buena precisión.

Equipo agrícola

Cuando el mezclado se realiza *in situ*, y no se cuente con los mezcladores viajeros, se podrá escarificar y pulverizar el suelo existente, o se acordonará el material de producto de banco, según sea el caso.

Un resumen de la secuencia constructiva efectuada con un equipo agrícola es el siguiente:

- * Escarificar y pulverizar el terreno con cultivadoras, rastras o motoconformadoras.
- * Extraer los fragmentos mayores de 6 cm.
- * Acordonar a un costado, compactando el terreno en el otro y viceversa.
- * Distribuir el agregado; posteriormente se realiza el mezclado, extendido y nivelación del material.
- * Distribuir el cemento y mezclado mediante las motoconformadoras, rastras o cultivadoras.

4.3.3 Secuencia detallada

- * Se escogen tramos de 110 m de longitud por 4 a 7 m de ancho, a fin de que estas secciones sean terminadas en un solo día.
- * Escarificado del material a ser estabilizado, previo enrase o perfilamiento de la superficie por tratar (en caso de ser necesario). Si el terreno natural está muy seco, aplíquese un primer riego de agua, para que mediante rastras agrícolas o arados de disco (podrán utilizarse junto con los escarificadores, de ser necesario), el suelo sea disgregado y/o pulverizado.
- * Los suelos cohesivos de alta plasticidad -tales como limos y arcillas del tipo CH y MH- son los más difíciles de disgregar y requieren varias pasadas del equipo para ser pulverizados.
- * Acopio de sacos de cemento: el cemento podrá ser colocado en sacos, aproximadamente 2 ó 3 sacos por cada 1.25 m.l. de camino, para tener así 20 kg por m² de camino (esta cantidad varía según el tipo de suelos; las cantidades aquí consignadas son aproximadas). Se disponen normalmente en la franja central. En zonas de traslape se dejan dos sacos de cemento para que sean aplicados de manera manual en estas zonas de juntas.
- * El cemento se mezcla con el suelo ya sea mediante "paleo" manual o bien mediante rastras agrícolas jaladas por tractores, o con ambos.
- * Previa obtención de la humedad de la mezcla en el lugar, se aplica la cantidad de agua recomendada por el laboratorio a fin de obtener los pesos volumétricos secos máximos.
- * Se dan de dos a tres pasadas con pipa de agua, seguida de arados de disco para uniformizar la mezcla suelo-cemento.
- * Acto seguido se aplica un primer acomodo del material con dos o tres pasadas con tractor, pasando siempre por la misma "huella", a fin de lograr la compactación deseada.
- * Perfilamiento y bombeo superficial: para dar acabado a la superficie, se aplican pases con tractor equipado con cuchillas en la parte trasera. La cuchilla se inclina 2 % para dar el bombeo superficial. En todo este proceso se recomienda aplicar agua, ya sea mediante pipas o regados por ayudantes de campo, para compensar la pérdida de humedad por evaporación.
- * Compactación final : se dan pasadas con rodillos vibratorios metálicos, de 4.50 ton de peso, aplicadas de la siguiente manera:
 - * 2 pasadas en la modalidad estática.
 - * 2 en media vibración.
 - * 2 pasadas con la vibración completa.

* 1 pasada final, estática, para dar el afine de la superficie.

Alternativamente, para realizar la compactación se puede usar equipo agrícola lastrado, con peso superior al de los tractores.

Durante el proceso de compactación se deberá estar controlando la uniformidad de las mezclas y el número de pasadas necesarias para lograrlo. El espesor total compacto deberá de ser igual o menor a 15 cm si se pretende extenderla en una sola capa. Cuando se requieran espesores mayores, entonces se emplearán dos o más tendidos.

A continuación se especifica el equipo de compactación necesario para que se cumplan los siguientes tiempos:

- * 2 horas entre la aplicación del agua y el rodillado inicial.
- * 3 horas entre la incorporación del agua y la terminación del proceso de compactación.

La compactación inicial se realiza con rodillos lisos metálicos o con rodillos de "pata de cabra".

A excepción de los suelos arenosos, es generalizado el empleo de rodillos de "pata de cabra" por su versatilidad, ya que se les puede sobrecargar convenientemente con balasto, a fin de que las presiones unitarias tiendan a ser altas, pero sin que sobrepasen los límites de rotura de los granos del suelo o de equilibrio plástico (falla) de la masa de suelo.

En caso de que el suelo esté algo apretado, es permisible dar un escarificado adicional, o pasadas adicionales de mezcladoras viajeras, a fin de que los dientes del tambor puedan penetrar y de esta manera permitan realizar las compactaciones de abajo hacia arriba.

Las placas vibratorias, planchas, o rodillos lisos se aplicarán en general en suelos de naturaleza granular. Los del tipo neumático son aplicables a mezclas de grava o arenas gruesas con finos de poca plasticidad, tales como arenas de duna, playa, y en general los de origen eólico, en donde no exista prácticamente nada de liga entre granos.

Los del tipo neumático jalados con tractores de orugas equipados con planchas vibratorias pueden funcionar en suelos sin cohesión, siempre que el tractor sea de suficiente peso y proporcione vibración.

Los tractores pesados con tres rodillos lisos vibratorios pueden ser utilizados en gravas con poco o nada de finos del tipo cohesivo.

Para obtener los mejores resultados en el proceso de compactación, éste se debe iniciar tan pronto se prepare la mezcla de agua, suelo y cemento.

Toda sobreelevación deberá ser recortada a la tolerancia especificada en el proyecto, antes de que se termine y afine la superficie compactada mediante compactadores lisos y/o neumáticos.

En el proceso de perfilamiento y acabado final, se eliminarán todas las marcas dejadas por discos de corte (en caso de haberlos empleado), las huellas de llantas, etc. y toda superficie lisa dejada por las diferentes pasadas. Con este propósito se pueden utilizar con el equipo agrícola, las escardadoras, las rastras equipadas con dientes de púas, etc. Esta precaución obedece a que si se requiere colocar tendidos adicionales muy delgados, éstos tenderán a desprenderse con facilidad y se agrietarán con el tiempo. Para lograr buena adherencia es necesario contar con una superficie humedecida y rugosa. Este raspado de la superficie se debe hacer en todo tipo de mezclas, exceptuando aquellas con un alto contenido de gravas.

Para distribuir e incluir materiales ligantes en superficies con alto contenido en gravas o con presencia importante de fragmentos de roca, cuyas superficies hayan sido acomodadas con rodillos lisos se pueden utilizar barredoras jaladas.

Por otro lado, para dar los perfilamiento y acabados finales, resulta conveniente emplear motoconformadoras, en lugar de planchas, para dar los recortes superficiales finales, para luego hacer pasar rodillos neumáticos para el sello de la superficie. El afine consiste básicamente en el recorte muy superficial de irregularidades o acordonamientos dejados por el equipo de terminado.

El material recortado se coloca hacia las orillas y ya no se vuelve a utilizar. La actividad final consiste en rociar agua en la superficie y dar unas pasadas con rodillos neumáticos para cerrarla. De esta manera, la superficie quedará lista para curarse.

Durante el terminado la superficie deberá mantenerse húmeda, dando pasadas con planchas para nivelar los cordones o huellas dejadas por el equipo de compactación a base de neumáticos.

Cuando los vehículos transiten por la capa base recién dispuesta, lo harán de preferencia en zonas alejadas de las orillas, y deberán contar exclusivamente de llantas neumáticas.

Las juntas de construcción o de final de día deberán ser totalmente verticales y perpendiculares al eje del camino o vialidad.

Condiciones de humedad: siempre se evitarán los contenidos excesivos de agua. Es tolerable que en materiales arenosos se exceda hasta en un 2 % del contenido óptimo. En los del tipo arcilloso es conveniente trabajar por abajo de este último contenido, a fin de facilitar los mezclados. En ocasiones se deberá "airear" el material mediante el empleo de cuchillas o arados para posteriormente voltearlo en pasadas sucesivas mediante rastras agrícolas. Para evitar la concentración de humedad o incluso la formación de encharcamientos, y garantizar un buen escurrimiento superficial posterior, se deberá asegurar un perfilamiento adecuado de la rasante y un buen coronamiento o bombeo, aún desde las etapas iniciales de colocación de las mezclas.

Antes de iniciar los trabajos de tendido y compactación, y como es usual en todos los trabajos de este tipo, todos los puntos o zonas blandas deberán ser removidos y sustituidos por material apropiado, debidamente compactado. Estas áreas son fáciles de detectar, pues en ellas quedan impresas las huellas del equipo de conformación o de carga empleado antes de los tendidos de las mezclas.

Sin embargo, en ocasiones las zonas con apoyos inestables no se detectan hasta las etapas finales de compactación, cuando aparecen desprendimientos, o grietas. En estos casos es conveniente retirar el equipo de compactación, y dar pasadas utilizando camiones de volteo, o rodillos ligeros, hasta alcanzar las compactaciones próximas a las de proyecto.

Los métodos de control de compactaciones más comunes son el cono de arena³ y el densímetro nuclear⁴. Al igual que en el caso de suelos, el control de mezclas de suelo-cemento requiere comparar los pesos volumétricos secos máximos de campo y de laboratorio para establecer los grados de compactación alcanzados. No obstante, para dar una idea aproximada y preliminar durante el desarrollo de los trabajos, se pueden comparar los pesos volumétricos en estado húmedo.

En el caso del cono de arena, esta última debe estar limpia y seca, y ser uniforme, compuesta de partículas subredondeadas y redondeadas, que esté comprendida entre las Mallas núm. 10 y 60, y que un máximo del 3 % pase este último tamiz (0.25 mm).

En el caso de pavimentación urbana se debe poner especial atención en obtener los grados de compactación obtenidos en lugares de difícil acceso, tales como camellones, guarniciones, trincheras para cableados subterráneos, etc.

Curado

Las mezcla ya compactada deberá protegerse contra la pérdida de agua, ya que se requiere de toda la humedad interna disponible para facilitar la hidratación del cemento. En la mayoría de los casos se utiliza material bituminoso para este propósito (pueden ser emulsiones asfálticas). Asimismo, se pueden utilizar papeles impermeables o franjas de plásticos, pajas y arenas humedecidas al menos dos veces por día; rociado de agua; harpilleras húmedas, etc. Todas estas técnicas son totalmente satisfactorias. Se deberá curar la mezcla del orden de 7 días como mínimo, mediante rociado de agua. De manera alternativa, y para evitar fallas en este rubro, podrá aplicarse un riego por medio de tanques manuales o de membrana de curado.

Si se emplearan materiales de curado de tipo bituminoso, como las emulsiones asfálticas, o productos rebajados de fraguado rápido, los proporcionamientos típicos serán del orden de 0.70 a 1.4 lts./m². La superficie deberá estar libre de partículas sueltas secas y extrañas. Previo a la colocación del material asfáltico, se aplicará un humedecimiento ligero a la superficie por curar.

4.3.4 Proporcionamientos aproximados y personal requerido

En las siguientes tablas se presentan porcentajes típicos aproximados de contenidos de cemento en mezclas, para diferentes suelos, de acuerdo al sistema de clasificación de la AASHTO.

Tabla 4.4 Rango típico de contenidos de cemento en suelos superficiales		
Grupo de suelos, de acuerdo al AASHTO	Cemento porcentaje por peso de suelo	Cemento, kg por m ³ de suelo-cemento compactado
A - 1	3 - 5	80 - 110
A - 1 - b	5 - 8	110 - 130
A - 2 - 4		
A - 2 - 5		
A - 2 - 6	5 - 9	110 - 140
A - 2 - 7		
A - 3	7 - 11	130 - 180
A - 4	7 - 12	130 - 180
A - 5	8 - 13	130 - 180
A - 6	9 - 15	140 - 210
A - 7	10 - 16	140 - 210

Los contenidos anteriores podrán incrementarse en el caso de que los suelos superficiales presenten alto contenidos de finos plásticos, y de materia orgánica. Este incremento puede llegar hasta de 60 kg/m³ de suelo-cemento ya compactado. Si el color de los suelos vegetales superficiales es francamente negro, los valores anteriores podrán incrementarse hasta del orden de 100 kg/m³ de suelo-cemento ya compactado.

Tabla 4.5 Contenidos típicos de cemento en suelos especiales		
Material	Cemento, porcentaje por peso de suelo	Cemento, kg por m ³ de suelo-cemento compactado
Caliche	7	130
Materiales cuarzosos	8	130
Escorias volcánicas	8	130
Calizas cribadas	5	110
Margas	11	160
Escoria	11	180
Pizarras y esquistos desintegrados	10	160
Suelos superficiales	7	130
Escorias (enfriadas con aire)	7	130
Escorias (enfriadas con agua)	7	140

Tabla 4.6 Contenidos típicos de cemento en mezclas con suelos			
Descripción	% de cemento en peso	% de humedad óptima, aprox.	Peso Vol. máximo, aprox. en ton/m ³
Grava (menor de 5 cm) y arena bien graduada con algo de finos, 15 % máximo.	3 - 5	8	2.1
Grava (menor de 5 cm) y arena mal graduada con algo de finos, 25 % como máximo.	5 - 8	10	2.0
Grava (menor de 5 cm) con algo de arena con composición fina arcillo-limosa, 35 % máximo.	5 - 9	10	1.9
Arena fina.	7 - 11	10	1.8
Limo con arena.	7 - 12	10	1.8
Limo de origen esquistoso, mezclado con arena	8 - 13	14	1.8
Arcilla con limo y arena	9 - 15	14	1.75
Arcilla con arena.	10 - 16	16	1.70

Los suelos finos (arcillas y limos) plásticos no son apropiados para el mejoramiento.

A manera de ejemplo, algunas aplicaciones han requerido los siguientes recursos humanos:

Tabla 4.7 Recursos humanos requeridos	
Recursos humanos	Cantidad
Jefe de Obra	1
Ingeniero. Civil	1
Técnico vial medio	1
Topógrafo	1
Laboratorista de suelos	1
Operador de motoconformadora	1
Operadores de máquina pulverizadora y mezcladora	2
Operador de tractor	1
Chofer de pipa	2
Operadores de compactador	2
Chofer de taller móvil	1
Mecánico automotriz	1
Ayudantes	*
Equipos	
Motoconformadora	1
Máquina pulverizadora-mezcladora	2
Pipa	2
Compactadores	2
Taller-móvil	1
Tractor con arrastre	1

Vialidades urbanas

El número de ayudantes es función de los metros lineales que se ataquen por frente de trabajo. Su número se incrementa al existir obstáculos en general, sobre todo en zonas urbanas.

El mezclado se hace de manera mecánica, pero en zonas con obstrucciones se ejecuta manualmente. Así, el personal deberá extender y distribuir el cemento en zonas locales bien definidas.

El equipo de acarreo para la sub-base o terracerías (cargadores frontales, volteos) podrá ser necesario también en el caso de que el suelo vuelva a ser estabilizado.

Los tiempos de ejecución de cada una de las actividades se muestran a continuación. No se debe tomar la suma de conceptos para estimar tiempos de ejecución, ya que existen operaciones paralelas, o sea que se pueden hacer al mismo tiempo.

Ejemplo de dimensiones:

Largo = 90.0 m

Ancho = 7 m

Espesor = 0.15 m

Actividad	Tiempo en minutos
Pulverización del suelo.	35
Señalización o marcado del rectángulo del terreno por trabajar	13
Distribución y extendido del cemento.	16
Mezclado seco del suelo y el cemento.	70
Riego de agua	46
Mezclado húmedo del suelo y el cemento	78
Perfilado y nivelación	33
Compactación	105

Tabla 4.8 Espesores típicos - zonas rurales

Descripción del suelo	Espesores en cm, según las cargas por eje		
	2.5 Ton	3.75 Ton	5.00 Ton
Mezclas de grava y arena con algo de limos	12	12	15
Mezclas de grava con arena, limo y arcilla o arena muy fina	12	15	15
Limos	15	18	20
Arcillas	18	20	22

4.3.5 Control de calidad, criterios generales

Subrasante

Para asegurar que esta capa tenga la uniformidad requerida, es conveniente obtener muestras representativas para ensayarlas y obtener sus propiedades físicas como pesos volumétricos,

porcentaje de finos, límites de plasticidad, densidades relativas, etc., y grados de compactación por medio de Proctor modificada, variante de la prueba AASHTO correspondiente, etc. Además, se obtendrán los valores relativos de soporte, VRS. Estos ensayos se ejecutarán en menor medida si se cuenta con estudios de mecánica de suelos para la obra en cuestión. Cuando éstos no existan, se realizarán calas exploratorias y recuperación de muestras al menos a cada 500 m de vialidad.

Determinación de pesos volumétricos *in situ* a cada 50 m.

Verificación de los perfiles verticales con una tolerancia de ± 3 cm.

Sub-base y base

Se deberá cumplir con los requisitos de calidad presentados en la sección 1.4.

Se obtendrán muestras para ensayos del tipo de los límites de consistencia, granulometría, desgaste Los Angeles, equivalente de arena, densidad relativa, pesos volumétricos, y de compactación (Proctor o AASHTO modificada), y de valores de soporte relativo, VRS. La secuencia propuesta es como sigue:

- * Mezclas producidas en planta: 1 ensaye por cada 250 m de vialidad.
- * Mezclas preparadas en el sitio: 1 ensayo cada 125 m de vialidad.

Consideraciones de pulverizado

Desde luego, los suelos que requieren mayor trabajo previo para su pulverización son los del tipo arcilloso. Son los suelos que también requieren un mejor equipo para esta actividad. Es común encontrar en especificaciones que en estas mezclas una vez completado el proceso de mezclado a la humedad óptima, el 80 % pase la malla No. 4, y el 100 % la malla de 1", eliminándose sólo las gravas o los fragmentos mayores a este tamaño.

Para cuidar la uniformidad y pulverización aceptables se puede ejecutar una sencilla prueba que consiste en realizar un tamizado por la malla No. 4 de una muestra representativa de la mezcla suelo-cemento.

Se eliminan los fragmentos o grava retenidos. Los terrones y el material que pasa, se disgregan y se pesan, para posteriormente secarlo. El grado de pulverización se determina como:

% de pulverización =

$$\frac{\text{Peso seco del suelo - cemento que pasa la malla No.4}}{\text{Peso seco de la muestratotal, quitando los fragmentosretenidosen la malla No.4}} \times 100$$

Ec. 4.6

Por otro lado, es permisible por cuestiones prácticas realizar las mediciones de pesos en estado húmedo, en lugar de pesos corregidos en estado seco. La medición por pesos secos per-

mite efectuar ajustes en el sitio de mezclados y pulverizaciones de manera aproximada.

El proceso de pulverización se puede simplificar, si se adoptan las siguientes medidas:

- * Realizar movimientos de avance más lentos de la máquina mezcladora.
- * Hacer varias pasadas, en el caso de que se esté utilizando un equipo que requiera pasadas múltiples.
- * Restitución de dientes rotos del mezclador.
- * Humedecer y mezclar previamente el suelo antes de iniciar el proceso.

En situaciones, en que el suelo tenga demasiada agua, se procederá a inspeccionarlo visualmente, pues resulta conveniente al momento de aplicar el cemento que la humedad nunca supere a la óptima. Esto evitará que el proceso del mezclado no se presenten dificultades en esta operación.

Determinaciones del peso volumétrico para control de compactaciones: 1 a cada 50 m, por faja.

Medición de elevaciones

Se ejecutarán varias mediciones y se permitirán las siguientes tolerancias respecto a lo indicado en los planos de proyecto:

- * Sub-base: 2.0 cm.
- * Bases granulares: 1.5 cm.

En el camino, estas tolerancias son de un cm en ambos casos.

Cuando se empleen bases estabilizadas con cemento no se permitirá que las elevaciones sobrepasen a lo indicado en los perfiles de los planos.

La superficie ya terminada deberá estar lisa, uniforme y libre de depresiones. Estas no deberán ser mas bajas ni más altas

respecto al nivel de proyecto en una cantidad de 1 cm, medida con una regla de 3 m de longitud, paralelamente y normal al eje de la vialidad.

Espesores

Los espesores de la capa base no deberán ser menores al 5 % respecto al espesor especificado.

Alternativamente, el control de los espesores se realizará conforme a lo dispuesto en las Normas de Construcción de la S.C.T., en el tomo correspondiente a "Pavimentos". En ellas se establece que la raíz cuadrada del promedio de los cuadrados de las diferencias calculadas restando al espesor real obtenido en las diferentes mediciones, e_i , el espesor real promedio correspondiente a todas las determinaciones, \bar{e}_i , siempre deberá ser igual o menor al 0.12 del espesor real promedio, \hat{e}_i .

Referencias

¹ La norma AASHTO D 559 - 57 y D 560 vigente aceptan variaciones del agua de hidratación en el rango de 1.5 a 3.5 %, atendiendo a la clasificación de suelos de la AASHTO. Esta última se presenta en un anexo de la parte final de esta publicación.

² De acuerdo a la norma AASHTO T 134 vigente "Relación Humedad - Peso Volumétrico en mezclas de suelo - cemento"

³ ASTM D1556 o AASHTO T 191

⁴ ASTM D2922 y D3017, AASHTO T 238 y T 239

"Soil-Cement Construction Handbook", boletín técnico, Portland Cement Association, EB003.09S, 1979.

"Soil-Cement Laboratory Handbook", Portland Cement Association

Ver la referencia anterior. También "Suelo-Cemento, usos, propiedades y aplicaciones", M.I. Eduardo de la Fuente L., Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., 1995.

Calles con adoquines

Desde el punto de vista estructural, las vialidades con superficie de rodamiento a base de adoquines deben contar con capa de apoyo o "cama" de arena, en la calidad descrita en el capítulo 1. Este conjunto se apoya en las capas bases granulares o estabilizadas, construidas con las metodologías y calidades de materiales discutidas con anterioridad.

En general, una estructura de pavimento adoquinado consiste de los siguientes componentes:

Capa sub-base: es una capa de roca triturada o de grava, colocada bajo la base (esta última es opcional, dependiendo de las características e importancia del proyecto). Su empleo suele limitarse al tránsito vehicular muy pesado.

Base (opcional): se emplea cuando existe tránsito pesado y debe ser capaz de distribuir las cargas, pero también de deformarse ligeramente. Consiste en material granular compactado. Si se pretende rigidizarla aún más, es aceptable el uso de cemento portland o de asfalto.

Plantilla: es una cama de arena de 5 cm de espesor. En general debe ser una arena limpia, de partículas angulosas que puede ser natural o producto de trituración. Nunca debe ser mortero o del tipo empleado en mampostería ni mezclas de arena y limo (ver requisitos de calidad en "Bases de Arena", en el Capítulo 1).

Arena para juntas: debe ser de la misma empleada para plantilla, o incluso más fina.

Guarnición: es el elemento estructural en la orillas que le proporciona confinamiento lateral a todos los componentes, arena y adoquines, para que siempre estén apretados en la dirección horizontal.

Adoquinado: los adoquines de la capa de rodamiento

Guarnición: es el borde confinante de elementos prefabricados que evitan el deslizamiento de las piezas.

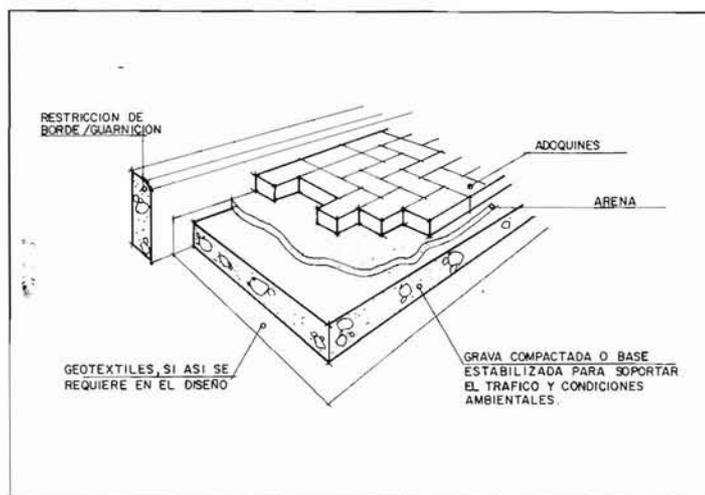


Figura 5. 1 Componentes de un sistema de pavimentación con adoquín.

El empleo de un geotextil es opcional y depende de las características del terreno de apoyo y del tránsito que deba soportar. En la Fig. 5.1 se muestra un esquema para evitar la intrusión de grava en el terreno de apoyo provocada por la acción del tránsito pesado.

En general, estos pavimentos pueden ser empleados tanto en banquetas, en acceso a cocheras, estacionamientos, etc. Los espesores comunes son de 6 y 8 cm. En el caso de las vialidades, el espesor puede llegar a 10 cm.

El comportamiento del adoquinado está gobernado por los grados de compactación y cuidados logrados en la construcción de las capas inferiores.

Independientemente del diseño de espesores, el proyectista tendrá la opción de colocar diferentes arreglos y formas geométricas de adoquines disponibles en nuestro país, atendiendo a los criterios estéticos. Ver Fig. 5.3.

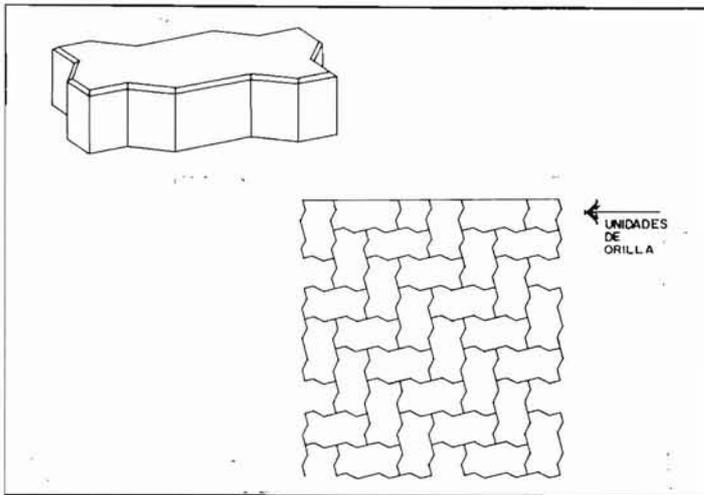


Figura 5.2 Adoquín con lados múltiples. Las orillas pueden ser fabricadas en planta o cortadas en el sitio

5.1. CRITERIO DE DISEÑO

El dimensionamiento de adoquines consiste en la determinación de los espesores de las capas que constituyen la estructura del pavimento, así como sus propiedades principales. En este proceso juegan un papel principal el tránsito vehicular pronosticado, el clima y las condiciones de apoyo.

Con el fin de tener marcos de referencia respecto a los parámetros de diseño que intervienen en el dimensionamiento de estos tipos de pavimentos, la siguiente tabla presenta una clasificación de calidades de superficie de apoyo, atendiendo a los tipos de suelo:

Tabla 5.1 Clasificación de la capa de apoyo		
Tipo de terreno	Grupo AASHTO	Resistencia en términos del VRS
Excelente	A1, A2 y algunos A3	20
Bueno	A2, A3 y algunos A4	10 - 19
Regular	A4, A5, A6, A7	6 - 9
Pobre	A4, A5, A6, A7	5

El tránsito que normalmente se considera es el de peso igual o mayor a 3 ton. Para calificarlo también hay que tomar en cuenta el tipo de vialidad.

Una vez caracterizado el tránsito pronosticado y el tipo de sub-base a emplear, se puede utilizar la tabla 5.3 que aparece a continuación. La disposición o arreglos de los adoquines podrá variar, siempre y cuando se cumplan los espesores y calidades de construcción de las capas subyacentes.

La resistencia mínima a la compresión suele estar en el rango de 350 a 450 kg/cm². En el diseño se toma en cuenta qué tipo de arreglo geométrico guarda el conjunto de adoquines ya colocados. Con el fin de utilizar la tabla 5.3 ya referida, podemos hacer la siguiente clasificación, atendiendo a las geometrías empleadas:

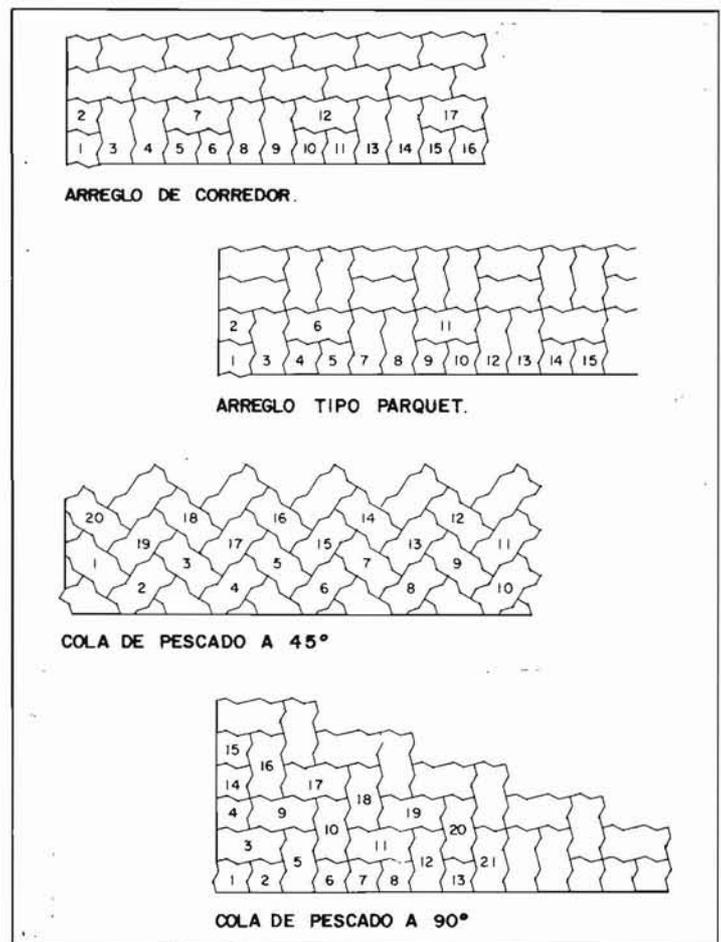


Figura 5.3. Arreglos y geometrías comunes en adoquines. En este caso con formas patentadas a los lados.

* Arreglos tipo 1 - en "espina de pescado"

* Arreglos tipo 2 - en cualquier forma

En el diseño influyen también las formas de los adoquines individuales. Para utilizar la tabla es necesario hacer una clasificación adicional según la forma:

Tabla 5.2 Clasificación de adoquines según la forma	
Clase de adoquines	Características de su forma
A	Adoquines dentados que permitan entrelazarse entre sí por los cuatro costados.
B	Adoquines dentados en dos de sus costados. No permiten ejecutar el arreglo de "cola de pescado".
C	Adoquines rectangulares.

5.2 SOLUCIONES TÍPICAS

En la tabla 5.3 se resumen criterios de dimensionamiento basados en tramos experimentales.

La opción de diseño será función de expectativas de estética, tránsito y conocimiento de los materiales existentes en el sitio, y de las capas de transición por colocar.

5.3 EQUIPO DE INSTALACION

Se requiere la herramienta siguiente:

Manual

- * Cintas métricas para mediciones.
- * Hilo con marcador de color para marcar los arreglos geométricos de adoquines.
- * Crayones marcadores.
- * Escuadras metálicas para verificar encuadres en esquinas, así como en cortes realizados en la vialidad.
- * Estacas.
- * Cuerdas de nylon para reventones.
- * Martillos, marros, desarmadores largos, llanas, cuchillos, espátula, cinceles, etc.
- * Rodilleras, niveles de burbuja, palas chatas y de punta, escobas, y carretillas.

Tabla 5.3 Recomendaciones para dimensionamiento

Clasificación del suelo de apoyo y/o de capa subrasante		Espesor de sub - base, mm	Clasificación del tránsito	Ejes estándar equivalentes de 8.2 ton, en miles	Requisitos en los adoquines				
Tipo de terreno	Resistencia de la capa de apoyo, VRS		Descripción del tránsito		Arreglo del conjunto	Espesor (cm)	Forma	Resistencia (kg/ cm ²)	
Excelente	> 20	75	Corredores, estacionamiento de autos (0 - 15 vcd)	0 - 45	Tipo 1 o 2	6	A	350	
Bueno	10 - 19	75			Tipo 2	6	B		
Regular	6 - 9	85			Tipo 1 o 2	8	C		
Pobre	< 5	160							
Excelente	> 20	75	Calles locales, estacionamientos comerciales (15 - 50 vcd)	45-140	Tipo 1 o 2	6	A	350	
Bueno	10 - 19	80			Tipo 2	8	B		
Regular	6 - 9	100			Tipo 1	8	C		
Pobre	< 5	180							
Excelente	> 20	75	Calles locales, de servicio (50 - 150 vcd)	140 - 450	Tipo 1 o 2	6	A	350	
Bueno	10 - 19	85			Tipo 2	8	B		
Regular	6 - 9	120			Tipo 1	10	C		
Pobre	< 5	210							
Excelente	> 20	85	Vialidades de servicio ^(a) , colectores (150 - 500 vcd)	450 -1,400	Tipo 1	8	A	450	
Bueno	10 - 19	120							
Regular	6 - 9	150							
Pobre	< 5	300							
Excelente	> 20	120	Vialidades principales ^(a) , colectores, troncales (150 - 1500 vcd)	1400-4500	Tipo 1	8	A	450	
Bueno	10 - 19	160							
Regular	6 - 9	230							
Pobre	< 5	450							

vcd: indica vehículos comerciales por día. Para esta tabla, un vehículo comercial se define como aquel de más de 3 ton.

(a) Límites de velocidad igual a 60 km/ hora

(b) Los espesores de sub-base corresponden a materiales granulares. En caso de utilizar bases estabilizadas (tratadas con cemento), el espesor a emplear será el espesor obtenido de esta tabla, dividido entre 1.60. En estas circunstancias, el rango aproximado de espesores de la sub - bases tratadas con cemento varía entre 5 y 28 cm.

(c) La clasificación del tránsito corresponde a ejes estándar equivalentes de 8.2 en 20 años de servicio, y es de acuerdo al método Australiano de diseño de adoquines. Se aplica sólo para esta tabla.

(d) En todos los casos se consideran 3 cm de espesor de la cama de arena.

Equipo mecánico

- * Compactador vibratorio: consiste en una placa vibradora que compacta los adoquines dentro de la base granular de apoyo o "cama" de arena. Este compactador se requiere también para introducir la arena en las juntas. Estos equipos aplican fuerzas comprendidas entre 1.3 y 2.3 ton, de 60 a 80 vibraciones por segundo.
- * Cortador de adoquines
- * Discos de corte (para mampostería)
- * Rieles de enrase: consisten en tubos que pueden ser de plástico, de aluminio o de acero. Su diámetro o lado, si es cuadrado, está en el rango de 2.5 a 4 cm. Estos rieles, de 3 a 5 m de longitud, se colocan directamente sobre la capa sub-base ya terminada y perfilada, previo a la colocación de la base granular que subyacerá a los adoquines.
- * Tablón de enrase: es una pieza recta y plana de madera o de aluminio. Su longitud normalmente es de 3 a 4 m. Este tablón se jala y se maniobra a mano sobre los rieles de enrase para dar el nivel de la base granular. Cuando estas piezas estén combadas, pandas, agrietadas o astilladas, deberán ser reemplazadas por piezas nuevas que estén suaves, derechas y perfectamente planas.
- * Nivel de tránsito: para el control de niveles.
- * Cuñas y barretas.
- * Carretillas: para el manejo local de las piezas.
- * Extractor de adoquines: se utiliza para el cincelado de los cantos de las piezas, o para remover adoquines fracturados.
- * Rastrillos para la arena: se emplean para suavizar la arena de apoyo ("cama") una vez que ésta ya fue enrasada y los rieles ya fueron retirados.

5.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

5.4.1 Preparación del sitio

Una vez preparada y compactada la superficie de apoyo, se coloca el material de sub-base y se compacta al 95 % respecto a la prueba Proctor modificada o AASHTO modificada (T180). Ver capítulo 1.

A continuación se colocan las guarniciones o elementos de restricción lateral, asentados sobre el concreto con un espesor entre 8 y 10 cm que sirve como capa de apoyo. La guarnición deberá quedar ahogada en concreto por los dos lados al menos dos tercios de su altura.

Se coloca la base de arena en el espesor especificado, más un sobreespesor de 1 a 2 cm, para posteriormente ser enrasado a la altura del proyecto de la cama de arena.

5.4.2 Colocación de adoquines

El adoquinado se coloca por hileras, cuya disposición final depende del arreglo de conjunto o patrón deseado, cuidando los perfilamientos longitudinal y transversal que se aplique al proyecto. Las pendientes recomendables son: longitudinal 1 : 180, y transversal 1 : 40

Cuando se estén colocando los adoquines se tendrá cuidado de no pisar la "cama" o base de arena.

En las inmediaciones de las guarniciones, elementos restrictivos, banquetas, pozos de visita, alcantarillas, etc. se utilizarán fragmentos de adoquines, los cuales provendrán de cortes hechos con guillotinas.

En caso de que los huecos por rellenar sean tan pequeños que la ejecución de fragmentos no sea práctica, podrá colocarse en los bordes a manera de rellenos concreto de $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$, con un tamaño máximo de agregado de 1 cm.

5.4.3 Restricción de orillas

Estos elementos estructurales son los que restringen los movimientos laterales del adoquinado y del material de plantilla, debido al paso del tránsito. Estos elementos de confinamiento contribuyen además a transferir carga en el sistema de pavimento y a minimizar su deformación con el tiempo. Asimismo, los elementos confinantes se diseñan para permanecer en su sitio, cuando ocasionalmente reciben impactos por las llantas de vehículos.

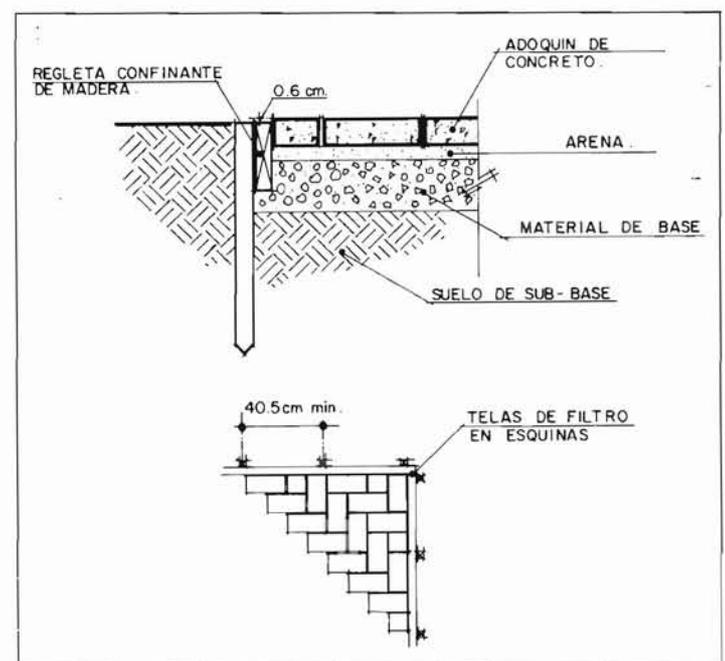


Figura 5.4 Restricción de orilla a base de madera

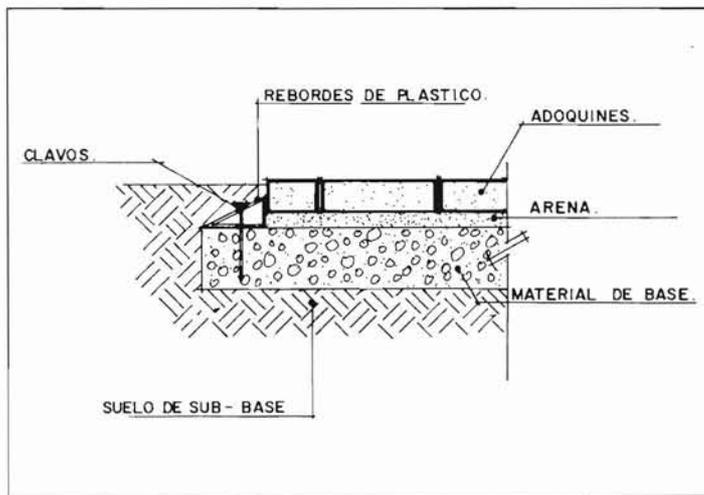


Figura 5.5. Restricción de orilla en elementos plásticos.

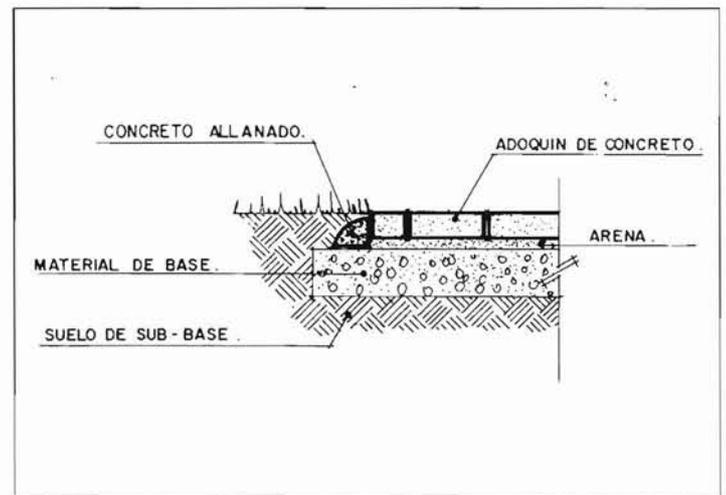


Figura 5.7 Guarnición de concreto acabada con llana

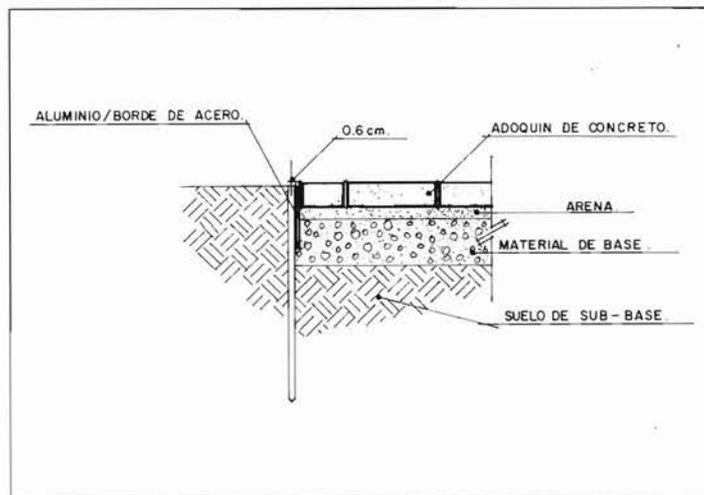


Figura 5.6 Guarnición de aluminio

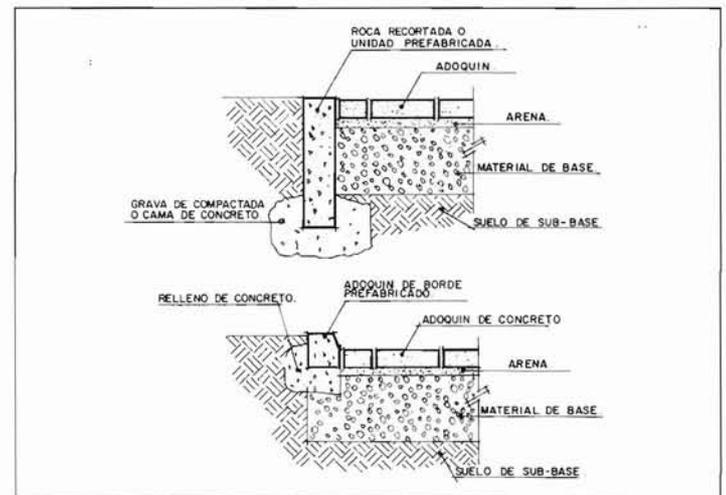


Figura 5.8 Guarniciones prefabricadas y/o de concreto

- * De madera: las regletas confinantes deben quedar 0.6 cm por abajo del nivel del adoquín, tal como se esquematiza en la Fig. 5.4. Esto se hace para tomar en cuenta los pequeños asentamientos que puedan sufrir las piezas, así como para evitar los desgarramientos de la pieza confinante, y finalmente el drenaje superficial.

Las regletas deben prevenir la migración de la plantilla de arena por las orillas. En caso de que se prevean tales migraciones, ya sea debajo de los adoquines, o por las orillas, se deberá colocar un geotextil. Este deberá traslaparse del orden de 15 cm en la junta formada por las regletas en la dirección horizontal y vertical. De manera temporal se podrá colocar suelo y arena para contener los adoquines, mientras se coloca la regleta confinante definitiva.

En el caso de que las regletas sean de madera, deberán ser tratadas contra insectos o pudrición y, de ser posible, reforzadas con muescas metálicas a intervalos regulares para resistir los alabeos. La regleta se debe introducir bien dentro de la capa sub-base o base, y sujetarla a estacas por la parte exterior, tal como se muestra en la ya citada Fig. 5.4.

- * Plástico: se pueden instalar regletas de plástico, tal como se ilustra en la Fig.5.5. Este tipo confinante se instala de manera sencilla y rápida, con la ventaja de que no se pudre ni sufre tantas irregularidades como la madera. Este tipo de regletas se debe diseñar según el uso al que se vaya a destinar, a saber, trabajo ligero o aplicación del tipo industrial. Normalmente se pueden sujetar al terreno mediante pasadores metálicos o clavos que penetren hasta la capa granular. Los pasadores son de 1 cm de diámetro, con largos entre 25 y 30 cm.

- * De aluminio: se pueden seleccionar piezas de aluminio cuando se pretenda lograr suavidad especial en las orillas del adoquinado, de acuerdo con el esquema de la Fig. 5.6. Se pueden usar estacas y/o pasadores metálicos, otra vez, que penetren completamente dentro de la capa sub-base, colocada por afuera de la instalación. Las piezas de acero siempre deberán ser pintadas, a fin de que sus oxidaciones potenciales no emigren hacia el sistema de adoquín.

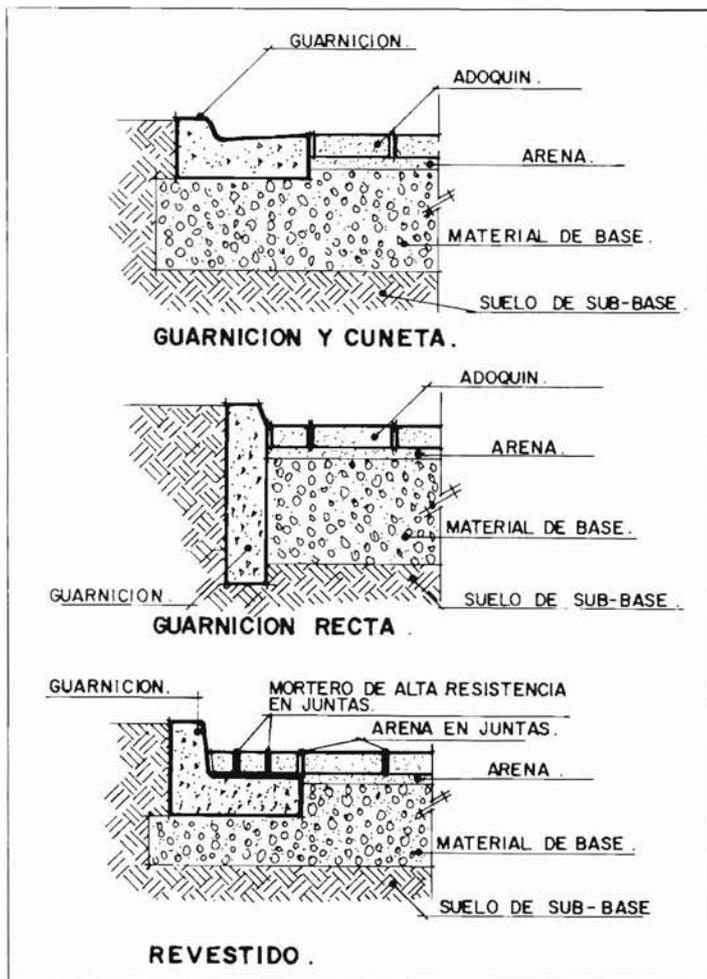


Figura 5.9. Restricción lateral o guarnición a base de concreto colado en el sitio.

Las regletas metálicas o de aluminio se fabrican en varios espesores; para las zonas de tránsito vehicular se recomienda escoger las más peraltadas.

- ❖ Concreto allanado: en el sitio de obra se pueden fabricar elementos confinantes de concreto, tal como se muestra en la figura 5.7. Esto normalmente se coloca sin cimbrado. Si el concreto se construye con un talud descendente hacia afuera, tal como se esquematiza, incluso el césped puede crecer adyacente al adoquinado. Esta solución es aplicable a pasajes con tránsito ligero o de tipo peatonal. La guarnición protectora o confinante de concreto debe tener un ancho mínimo en su fondo de 15 cm. La zona más ancha debe ser a la profundidad total entre adoquinado y plantilla de arena.
- ❖ Guarniciones de adoquín y prefabricadas: se pueden hacer guarniciones de elementos prefabricados o piezas de adoquín especialmente construidas para las orillas, tal como se muestra en la Fig.5.8. Estas piezas normalmente se colocan o construyen embebidas en rellenos o camas de concreto.

En todos los casos, las piezas se deben empotrar como mínimo 2.5 cm bajo la plantilla de arena. En el caso de calles

con tránsito medio a alto se recomienda colocar el elemento confinante o la guarnición hasta el fondo de la capa base. Si por alguna razón ello no es posible, entonces al menos el relleno o la cama de concreto en donde se apoya la pieza prefabricada deberá extenderse hasta el fondo de la capa granular.

- ❖ Guarniciones coladas en sitio: las guarniciones y came-lones funcionan adecuadamente como elementos confinantes. Para cumplir con esta función, estas piezas deben empotrarse como mínimo dentro de la plantilla de arena (ver la Fig. 5.9). Las piezas se pueden colar enrasadas con el nivel del adoquinado y se les puede dar una inclinación hacia afuera para colocar encima césped, si así se requiere para que éste último crezca adyacente a los adoquines. Cuando las guarniciones restrinjan escalones o banquetas, se recomienda colocar geomembranas en las juntas de expansión con el fin de evitar la migración de arena por esas zonas debido a la acción del agua. De esta manera, el agua podrá drenar libremente sin arrastrar partículas. Estas precauciones son importantes, ya que el material de juntas tiende a contraerse y/o a descomponerse. En caso de que no se construyan juntas de expansión, alternativamente se podrán disponer lloraderos para el drenaje espaciados convenientemente. En las zonas de tapas de registro de electricidad, de visita, etc., se deberán construir brocales de concreto alrededor de ellas (ver Fig. 5.10).

Los niveles de los brocales deben de estar aproximadamente 7 mm por abajo del correspondiente a los adoquines.

En caso de reencarpado con adoquines de superficies dañadas de concreto asfáltico o del tipo hidráulico, las cubiertas de los pozos de visita, alcantarillado, registros, etc. se deben elevar, con su correspondiente brocal de concreto. En caso de sobreelevar las cajas o registro, se deberá inspeccionar la integridad de la parte nueva recién construida, ya que se podrían generar grietas por donde pudiesen emigrar las partículas de arena de la plantilla hacia las tuberías de drenaje o alcantarillado. En este caso se deberán reparar los fisuramien-

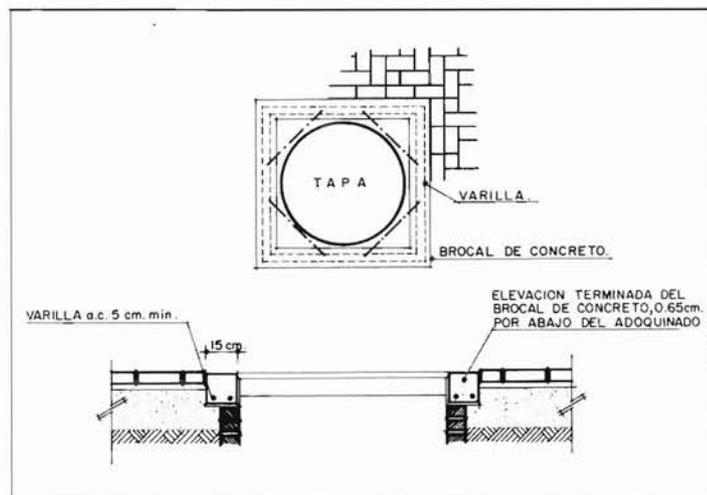


Figura 5.10 Detalle del brocal de concreto para tuberías subterráneas.

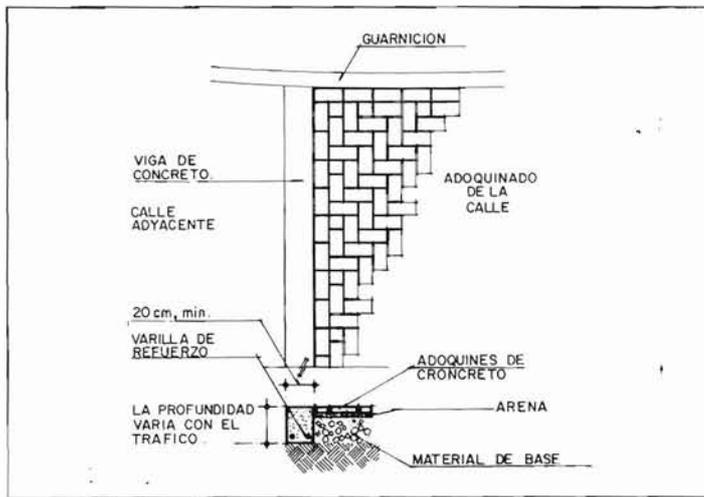


Figura 5.11 Viga de concreto para calles y cruces peatonales.

tos, y en caso extremo, colocar geomembranas a manera de filtro bajo la arena.

En el caso de cruces peatonales, se pueden colocar los adoquines recargados sobre una viga de concreto, tal como se observa en la Fig. 5.11. La función de la viga sería la de resistir frenajes, giros y arranques de vehículos. Cuando el tránsito sea muy pesado, se deberá proveer una capa adicional de concreto bajo el conjunto formado por la plantilla de arena y adoquines, entre las secciones de vigas.

En la siguiente figura (Fig. 5.12) se muestra un corte con disco ejecutado en un pavimento asfáltico. Las paredes del pavimento funcionan como elemento confinante. El corte en este tipo de cruceo se debe prolongar hasta abajo de la plantilla de arena, con ello se evita la pérdida de arena en la junta. Un mejor elemento de retención se logra colocando geomembranas en las orillas.

En algunos casos conviene, en lugar de cortar y colocar fragmentos de adoquín en las orillas, colar concreto en dichas zonas una vez que ya se instalaron las piezas. Se pueden usar regletas de madera o metálicas como sujetadores temporales en la dirección horizontal. Si se utiliza suelo como elemento confinante temporal, entonces deberá ser convenientemente colocado y compactado, previo a la colocación de los adoquines para evitar la migración de la arena de plantilla. Posterior-

mente, y en un tiempo razonable, se puede remover una hilera de adoquines con su correspondiente franja de plantilla y capa granular de base, para luego proceder a colocar elementos de retención (guarniciones) colados en el sitio o prefabricados. En caso de colar concreto a lo largo de las orillas, se deberá colocar previamente un plástico para evitar el flujo de la mezcla hacia los adoquines.

5.4.4 Compactación

La compactación se puede lograr con los equipos convencionales:

- * Por apisonado.
- * Vibración.
- * Estáticos.

La diferencia entre los dos primeros es básicamente la altura de caída en que accionan las placas compactadoras, la amplitud que utilizan, y el número de golpes que se generan por minuto (frecuencia). Otro factor que diferencia a estos dos métodos de compactación es el grado de impacto o energía de compactación del equipo. El de apisonado tiene, normalmente, mayor impacto que el equipo de vibración.

- * Apisonado: los apisonadores se caracterizan por usar frecuencias bajas, en el rango de 800 a 2,500 golpes por minuto, con alturas de caída entre 40 a 90 mm. Estas alturas se refieren a las distancias máximas que la placa apisonadora se puede elevar durante la operación, respecto al nivel de superficie o piso por compactar.

Existen tres variantes típicas en estos equipos: a) los de tipo manual ("bailarinas"), b) los de placa autopropulsables, y c) los del tipo de rodillo "pata de cabra". Los primeros utilizan un mecanismo de resorte que genera oscilaciones en el cuerpo vertical del equipo. En los segundos se generan fuerzas de impacto y propulsión por la acción de masas a rotación con excentricidad para inducir el balanceo de la placa. En el último caso, los rodillos "pata de cabra", se emplean bombas hidráulicas tipo pistón que acciona los vibradores hasta generar las fuerzas centrífugas máximas. Así, conforme el rodillo vibra, se producen percusiones sobre la superficie, y las "patas de cabra" apisonan el terreno.

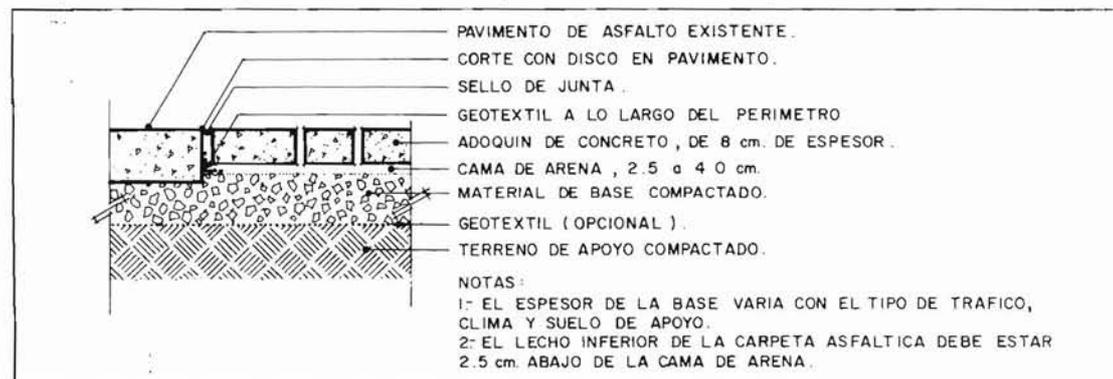


Figura 5.12 Orilla en pavimentos asfálticos para el cruce de peatones.

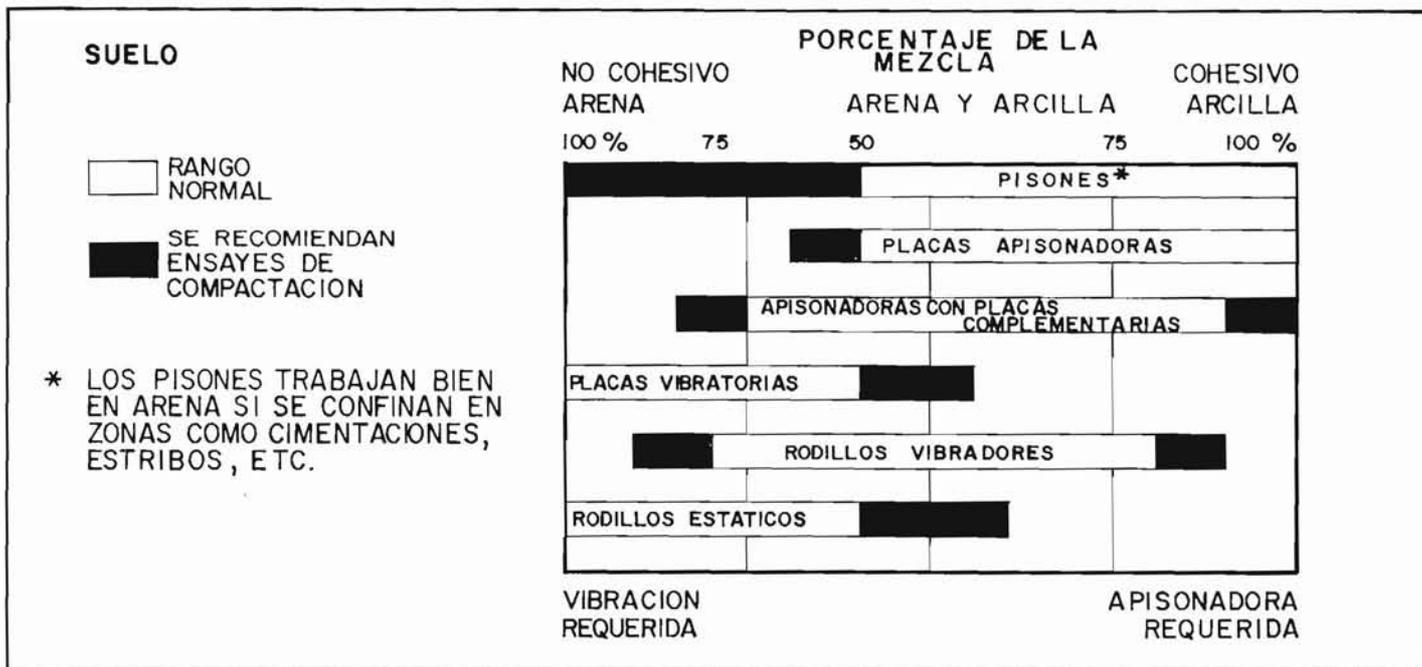


Figura 5.13 Rangos de aplicación del equipo de vibrado, atendiendo el tipo de suelo

- * Vibrado: estos equipos se distinguen por sus bajas amplitudes, sus altas frecuencias (golpes por minuto), normalmente de 2,000 a 6,000. Las rotaciones de un vástago excéntrico dentro de la placa vibratoria, o chasis del rodillo, generan ondas de esfuerzo que viajan dentro del subsuelo. Estas vibraciones provocan el desplazamiento y reacomodo de las partículas de suelo.
- * Estáticos: utilizan en su funcionamiento sólo su peso. Son capaces de compactar capas de suelo delgadas. Su empleo se limita sólo a dar el perfilamiento final después de la aplicación enérgica con rodillos. También se utilizan en compactar piezas reducidas de adoquín aplicables en puertos y aeropuertos.

La naturaleza de los suelos por compactar determinará el tipo de equipo por emplear. Por ejemplo, en el caso de las arcillas, el equipo debe romper la liga íntima entre partículas

y la posible presencia de agua. Para ello resulta mejor amasar mediante percusiones fuertes, de amplitudes mayores, es decir, por medio del apisonado.

En el caso de las arenas, dada la trabazón entre partículas, es necesario sacudir y romper la estructura mediante vibración, luego este tipo de equipo es más efectivo. Las placas vibratorias son útiles especialmente en el caso de adoquines y arena ya instalados, para que esta última se reacomode y quede el conjunto bien compactado. En aplicaciones especiales, sobre todo en áreas confinadas, también se pueden emplear pisones, tal como en el caso de trincheras. Si no existe confinamiento, los pisones en lugar de compactar lo único que producen son desplazamientos de suelo hacia las orillas.

Desafortunadamente, en la naturaleza nunca se encuentran suelos puros, sino más bien mezclas de ellos; es por ello que para elegir un buen equipo de compactación es necesario tener

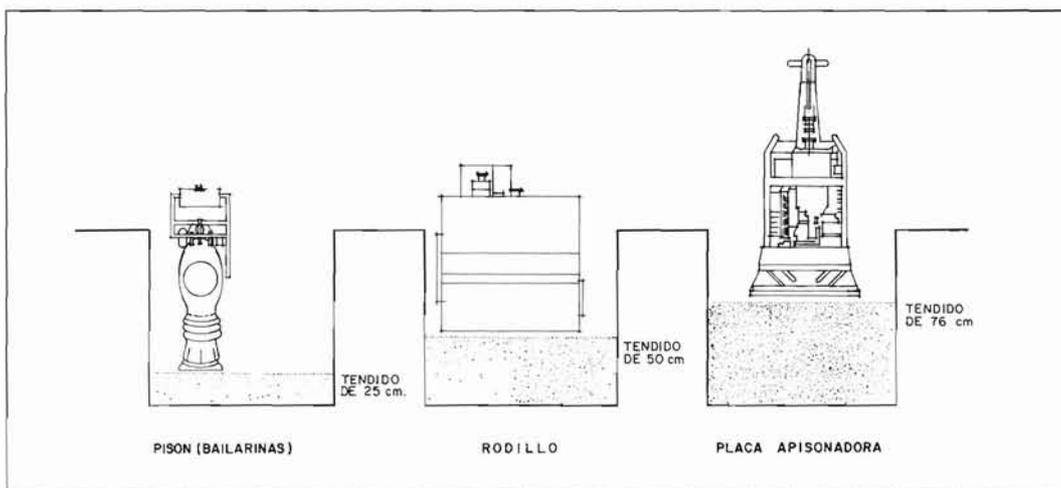


Figura 5.14 Comparación entre equipo y tendidos de compactación, los espesores sueltos pueden ser menores.

un conocimiento adecuado de los suelos, así como juicio ingenieril. En el recuadro siguiente se presenta una gráfica a manera de guía, para el empleo de los citados equipos atendiendo a los tipos de suelos y porcentajes de su composición.

Influencia de los espesores de tendido: un aspecto a considerar para la selección del equipo de compactación adecuado es el espesor de los tendidos por compactar. Como se sabe, los suelos o capas de base y sub-base se acomodan en tendidos que normalmente se colocan en capas o trincheras. Los equipos por apisonado y vibración lo que hacen es compactar cada capa desde sus lechos inferiores avanzando hasta las partes superiores. Conforme la masa del equipo golpea a la superficie, el impacto se orienta hasta la superficie dura, y las ondas regresan otra vez al contacto de la superficie y la placa. Ello se traduce en una movilización de partículas de la masa de suelo, tendiendo a reacomodarse. Conforme el suelo se va compactando la distancia que tiene que viajar la onda de impacto es más corta, de manera que la fuerza que regresa al elemento compactador es mayor, provocando mayor rebote en el equipo en la superficie.

Por lo anterior, espesores mayores demandan mayor tiempo para su compactación. En el diagrama de la Fig. 5.14 se muestra la capacidad de pisones manuales, rodillos y placas apisonadoras para colocar tendidos de diferentes espesores, en una zanja de 80 cm de ancho. Cada uno de ellos puede realizar el trabajo, sin embargo, la placa apisonadora resulta más económica, ya que puede colocar espesores mayores, por el ancho de su placa.

5.4.5 Terminado

Inicialmente se realizarán de dos a tres pasadas con la placa vibratoria, y así conseguir una superficie de rodamiento plana y uniforme.

En cuanto al nivel de los elementos de retención lateral o de confinamiento, estos deberán venir claramente especificadas en los planos. Normalmente se pide que estos elementos estén ligeramente por abajo del nivel final del pavimento. Para el caso de regletas de madera, y de aluminio/acero, la parte superior debe quedar dentro del rango de 0.7 cm a 1.3 cm por abajo del nivel superior del adoquinado.

En el caso de regletas confinantes de plástico, los niveles para la capa base son más exigentes, pues esta regleta descansa sobre esta última capa, y sobre esta pieza descansa la plantilla de arena. Por ejemplo, supóngase que se colocará un adoquín y una plantilla de 6.0 cm y de 2.5 cm de espesor, respectivamente. Entonces la elevación de la base deberá ser ligeramente inferior a 7.5 cm, para que el adoquín esté aproximadamente 0.3 cm por arriba de lo marcado en el proyecto, y así con el asentamiento futuro quede el conjunto con los niveles correctos.

Durante el proceso de compactación del adoquinado, se tratará de pasar el compactador en trazos traslapados para diferentes hileras de adoquinado. Se dará inicio en una orilla para terminar en el extremo opuesto, siempre evitando dar pasadas en áreas con menos de 1 m de distancia a elementos

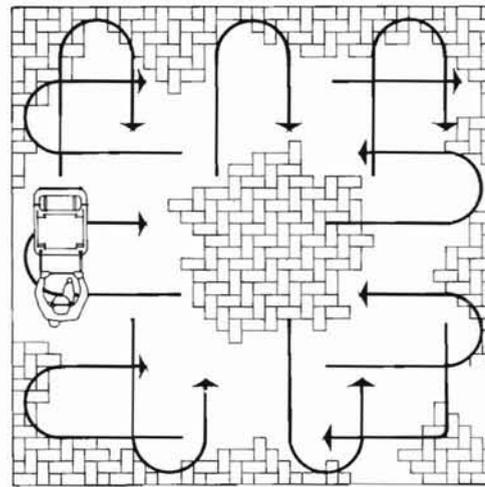


Figura 5.15 Rutas generales tomadas para la compactación de adoquines y el sello de arena.

de restricción (guarniciones y regletas). Se deberá notar que los adoquines vibran hacia abajo, del orden de 0.7 a 1.0 cm.

El propósito de la compactación es lograr una penetración de las piezas, a fin de que se presente una pequeña elevación de la arena dentro de las juntas del adoquinado.

Dado el primer acomodo inicial, colóquese arena fina sobre el adoquinado, y distribúyase con escoba o rastrillo. Los tendidos deben ser delgados y lo más uniformes posible. Este material deberá estar seco, en caso contrario se deberá permitirle secar. La arena de juntas nunca deberá situarse en un solo montículo, sino que deberá distribuirse a lo largo del adoquinado por compactar. Aplíquense de dos a tres pasadas con la placa vibratoria para hacer penetrar la arena en las juntas que forman las piezas, hasta que estas últimas se llenen. El proceso de compactación se repetirá cuantas veces sea necesario, hasta que se observe que el material granular regado en la superficie ya no penetre dentro de las juntas como resultado del vibrado. Se empleará una arena que tenga un tamaño máximo de 1.2 mm, y un contenido de finos (material que pasa la malla No 200) menor del 10 %. Las partículas tendrán una forma angular de preferencia, y estarán libres de sales solubles.

En el diagrama de la Fig. 5.15, se muestra una secuencia típica en el proceso de compactación de adoquines:

El sello final se logra de manera natural, al acumularse polvo y detritus sólidos en las aberturas entre adoquines.

Al final de cada jornada se deberán colocar todas las piezas de orilla debidamente cortadas; todas las áreas colocadas deberán estar debidamente compactadas; todas las piezas rotas, removidas, y sustituidas; todas las juntas con arena, rellenadas; y, finalmente, dar una compactación verificatoria final. Si es necesario dejar áreas sin compactar, se las deberá proteger adecuadamente con plásticos o lona.

Por último se procederá a retirar el exceso de arena superficial y se abrirá el pavimento al tránsito. Las juntas entre adoquines se regularizarán mediante compactación, y la abertura en juntas deberá estar en el rango de 2 a 4 mm.



Fotografía 5.1 Equipo mecanizado para la colocación de adoquines.



Fotografía 5.2 Aflojamiento y remoción de adoquines.



Fotografía 5.3 Excavación de la zanja.



Fotografía 5.4 Base restituida y compactada.

5.5 RESTITUCION DE ADOQUINES EN ZONAS DE REPARACION

En ocasiones es necesario volver a colocar adoquines en las zonas que fueron abiertas para reparar los ductos subterráneos, banquetas, o zonas de adoquinado francamente deterioradas. En estos casos conviene tomar precauciones adicionales para evitar daños y el aflojamiento generalizado de las piezas en la vecindad de las áreas afectadas.

En primer lugar se deberán aflojar y retirar los adoquines del área por reparar, extendiendo la remoción al menos 60 cm más allá de las paredes de la zanja. Resulta conveniente, asimismo, colocar guarniciones temporales que confinen a las caras libres de las piezas que no se van a mover. Para ello podrán emplearse elementos restrictivos de madera, plástico o metal.

Posteriormente se procede a eliminar la arena o cualquier material adherido tanto a los lados como en el fondo de las piezas retiradas. Este material puede impedir un buen acomodo al momento de colocar los adoquines nuevamente sobre la base de arena.

En áreas de gran tamaño puede resultar ventajoso remover el adoquinado con equipo mecánico de colocación de adoquines, el cual podemos apreciar en la foto No. 5.1. En áreas con forma y tamaño de tres capas o tendidos de piezas, esto es, relativamente angostas, la remoción la podrán efectuar uno o dos trabajadores provistos de herramienta manual, con barretas y macetas; de esta manera las abrazaderas del equipo mecánico tendrán suficiente espacio para trabajar. Esta técnica es adecuada para la gran mayoría de arreglos de tendido de adoquines, excepto en arreglos del tipo de espina de pescado en forma rectangular.

Remoción de arena (opcional): el paso siguiente consiste en remover la arena, en caso de hacer trincheras. Si no es necesario excavar, entonces el material granular de base se deberá acomodar lo más ordenadamente posible, para que no se contamine con suelos extraños a esta capa.

Una vez que se hayan realizado las reparaciones en ductos, se procede a colocar las capas de relleno y de base, en capas cuyo espesor promedio es de 5 cm, y en la base en tendidos de 7.5 a 10 cm.

En el proceso de tendido de la base se debe cuidar que los niveles sean los correctos, respecto al promedio de esta capa, tratando de que los nuevos tendidos estén aproximadamente 7 mm por arriba de la capa base compactada existente.

La herramienta de enrase debe colocarse de forma tal que en la parte media del área por reparar tenga una sobreelevación o coronamiento de 1.3 cm respecto a los lados.



Fotografía 5.5 Arena ya enrasada



Fotografía 5.8 Ajustando las líneas de junta.



Fotografía 5.6 Volviendo a colocar los adoquines



Fotografía 5.9 Vibrado antes y después de que la arena ha sido barrida



Fotografía 5.7 Colocación de hileras de adoquines coincidiendo con las existentes



Figura 5.10 Áreas restituidas dentro de las áreas que no sufrieron alteraciones.

Posteriormente, y mediante el uso de varilla de enrase o utilizando adoquines ya instalados como guía, procédase a dar el perfilamiento final de la capa base.

Al volver a colocar los adoquines de nuevo, se deberá revisar que no existan piezas sueltas en el perímetro afectado, ya que ello puede dificultar la restitución correcta. Para facilitar el acomodo, la colocación irá avanzando en la dirección corta.

Una vez que se hayan colocado varias piezas, se debe compactar un área pequeña con placa vibratoria, para comprobar si el nivel final de los nuevos adoquines no es mayor a 3 mm respecto al nivel correspondiente a los existentes. La compactación siempre se hará tratando de cubrir parcialmente el área de adoquinado que no ha sido afectada.

En caso de que una vez compactadas las piezas queden por abajo de los niveles originales, se procederá a aplicar más arena subyacente a las piezas por colocar.

En las fotografías 5.2 a la 5.10 se ilustra el procedimiento de restitución de adoquines en áreas de reparación.

5.6 REQUISITOS Y CONTROL DE CALIDAD

Adoquines

- * Dimensiones: Los adoquines deberán cumplir con los siguientes requisitos mínimos

La relación largo/ancho medio debe estar comprendida entre 1.5 y 2.5. En el caso de emplear el arreglo de "cola de pescado" o de petatillo, la relación deberá ser cercana a 2.

Los espesores de adoquín normalmente serán de 6, 8 y 10 cm, con una tolerancia de -2 mm y +5 mm de espesor total.

Los anchos de adoquín normalmente estarán en el rango de 8 a 15.5 cm, con una tolerancia de 2 mm. En cuanto al largo, su tolerancia respecto a su longitud nominal será de también de 2 mm.

- * Resistencia: se respetarán los siguientes criterios.

Como criterio de control de las resistencias, de cada lote compuesto por 5,000 adoquines, se recomienda tomar 5 unidades para realizar las siguientes pruebas de laboratorio, ajustándose además a los requisitos siguientes:

- * Compresión: la resistencia característica se obtendrá a partir de los ensayos de resistencias a la compresión y se determinará como el valor medio de resistencia menos el producto de 0.43 y el valor del rango de la muestra.

El valor anterior no se recomienda sea menor de 350 ó 450 kg/cm², dependiendo del tipo de adoquín a emplear.

- * Desgaste: este requisito no es muy frecuente ni existe una normativa específica sobre desgaste en adoquinado; sin embargo, es común aceptar un criterio equivalente, adoptado por las ASTM C418, "Resistencia a la Abrasión del Concreto ante Chiflones de Arena" (Abrasion Resistance of Concrete by Sandblasting). Se acepta un desgaste de 15 cm³/50 cm², lo cual corresponde a una pérdida de espesor de 3 mm.
- * Absorción: Este tipo de prueba es aplicable en áreas en donde se presenten ciclos de hielo y deshielo. El máximo valor medio permitido de esta propiedad es de 7 %, y en muestras individuales de 8 %.

En el caso de que algunas piezas no satisfagan este requisito, se deberán tomar 10 adoquines del lote para proceder a su ensaye.

En caso de que aún en estas repeticiones las partidas de adoquines no cumplan con los valores medios ni con los mínimos, definitivamente podrán ser rechazadas.

Estructura del pavimento

El pavimento en su conjunto deberá cumplir los siguientes requisitos:

- * En dos adoquines contiguos el desnivel no será mayor a 2 mm.

- * El nivel de la superficie no deberá presentar depresiones ni puntos altos superiores a 1 cm, respecto al nivel demandado en los planos. Esto se medirá con reglas de 3 m, dispuestas sobre planos paralelos al eje de trazo.

- * En ningún punto el nivel final de la superficie estará fuera de lo especificado en el proyecto en más de 1 cm.

5.7 CONSERVACION

La conservación es el conjunto de actividades a realizar para mantener el pavimento en buenas condiciones de servicio, preservando las características y propiedades concebidas en el proyecto.

Como todo tipo de pavimentos, estas vialidades deberán mantenerse contra las acciones perjudiciales como son el tránsito y los agentes ambientales.

En este tipo de pavimentos son comunes los debilitamiento de las capas debido a cambios de humedad; también son comunes los cambios de perfilamiento tanto en la sección longitudinal como en la transversal debidos a plastificaciones de las capas de apoyo. Todo ello produce escalonamientos y corrimientos de las piezas, mismos que será necesario corregir en forma oportuna.

En particular, los efectos anteriores se deben a los efectos combinados de cargas excesivas en ejes sencillos no contempladas en la etapa de diseño, reblandecimiento de las capas inferiores por mal drenaje en el cuerpo del pavimento, problemas de calidad y construcción de las capas de transición (terracerías).

También afectan los eventos sísmicos severos. En cruces a salida de vehículos pesados influyen mucho las acciones de frenaje brusco.

Debido a lo anterior, es conveniente realizar cada año inspecciones oculares, con objeto de que, si procede, se tomen las medidas correctivas con oportunidad. Cuando existan evidencias de deterioros, se deberá hacer la remoción de las piezas en las áreas con problemas y corregir los problemas de calidad o de compactación en las capas inferiores, antes de proceder a la restitución de las piezas. Esta última acción será aceptable sólo cuando se demuestre que los adoquines retirados están en perfecto estado, libre de fisuras y de desgaste en sus bordes, con sus dimensiones originales, todo ello con el fin de garantizar una buena trabazón con las demás piezas restantes.

Pavimentos de concreto hidráulico en vialidades urbanas

Los pavimentos de concreto hidráulico consisten en losas construidas en el sitio sobre una sub-base granular, la cual puede o no ser estabilizada. El conjunto se puede apoyar en una capa subrasante -opcional- o directamente en el terreno natural, convenientemente preparado.

La capa sub-base se debe preparar de acuerdo con los lineamientos de la sección 4.2 de esta publicación.

6.1 METODOLOGIAS DE DISEÑO

Tal como se verá en la segunda parte de nuestro libro, existen diversos criterios para el dimensionamiento de los espesores de las capas del pavimento.

En todo proyecto de pavimentos rígidos son tres los parámetros principales: 1) tránsito vehicular, 2) resistencia del concreto, y 3) características del terreno de apoyo. Tal como se menciona en la segunda parte, los índices de confianza en los diseños juegan un papel muy importante.

Cuando se diseña un pavimento se pretende siempre representar las condiciones de apoyo lo más racional. Para ello, se tendrá en cuenta que lo que servirá de apoyo a la losa de concreto será el conjunto formado por el terreno natural ya preparado e incluso compactado, y la capa sub-base. De esta manera este conjunto quedará representado por un módulo de reacción combinado.

La resistencia de proyecto o de diseño será establecida de acuerdo con la importancia de la obra, el volumen por producir, el equipo disponible del productor, la capacidad técnica del contratista y la calidad de agregados y cemento.

El tránsito de preferencia se determinará mediante aforos vehiculares, para así conocer la distribución de cargas por eje, y estimar de manera más acertada el número de ejes estándares que circularán por la vialidad en su vida útil de proyecto.

El concepto vida útil es un parámetro obligado en este tipo de estructuras y se refiere básicamente a la noción del servicio que la superficie de rodamiento debe prestar al paso de vehículos en un período determinado; durante este lapso, la estructura debe ofrecer una superficie segura y cómoda. Por otro lado, como las vialidades urbanas deben ser relativamente estables, dadas las características de las áreas a las cuales sirven, las vidas útiles que se deben contemplar son de 20 años como mínimo, aunque en el caso de pavimentos de concreto se recomienda sean en periodos más prolongados.

Costos durante la vida útil: la decisión de emplear un alternativa de pavimentación dada se relaciona estrechamente con los periodos de análisis. Estos últimos periodos se deben entender como aquellos plazos en donde se realizan análisis económicos de diferentes alternativas de pavimento. En estos periodos establecidos se toman en cuenta todas las posibles erogaciones y beneficios que representan cada una de las alternativas. Se incluyen también todas las obras de mantenimiento, rehabilitación, restauración y reconstrucción para lograr que el pavimento cumpla con los niveles de carga previstos durante su vida útil.

En resumen, mediante el enfoque de Costos Durante la Vida útil, se toman en cuenta los costos inherentes a cada una de las opciones de pavimento, su costo/beneficio en diferentes etapas de la vida total del proyecto.

La AASHTO¹ define las siguientes categorías dentro del análisis económico a considerar:

- * Costos de mejoramiento por transporte: se refiere a la suma de todos los costos asociados con el camino o vialidad (costos iniciales, de conservación, del usuario y los debidos a cualquier revestimiento o reestructuración).

A su vez, estos costos se pueden clasificar de la siguiente manera:

- * Costos de inversión inicial: son aquellos debidos al costo de adquisición del terreno, derecho de vía, permisos, ejecución del proyecto y obra, señalamientos, etc.
- * Costos de mantenimiento: los requeridos para mantener en condiciones de servicio la vialidad y obras complementarias.
- * Costos de usuario: éstos se consideran como la suma de tres componentes, a saber: costos para mantener al vehículo rodando (o de operación), el costo del tiempo del operador y, finalmente, todos los accidentes ocasionados por el estado físico de la vialidad.
- * Costos de operación del vehículo: se toman en cuenta los costos asociados a kilometrajes, consumos de aceite, llantas, gasolina, deterioro del motor y del vehículo en general. No se incluyen tarifas o costos fijos para su operación, tales como costos por licencias, costos administrativos, de estacionamientos, o las depresiones dependientes de tiempo, etc.

- * Valor del tiempo de viaje: es el producto del tiempo de viaje del vehículo por el costo horario unitario promedio del mismo.
- * Tiempo de viaje del vehículo: es el total de tiempo en horas-vehículo realizadas por un tipo dado de vehículo.
- * Valor unitario del tiempo: es el valor dado a una hora de tiempo de viaje. Este valor es diferente entre vehículos ligeros y camionés pesados.
- * Costos por accidentes de tránsito: son aquéllos asociados con accidentes de tránsito vehicular. Se les considera igual al producto del costo promedio de accidente por una tasa aproximada de accidentes.
- * Beneficios del usuario: se refiere a una estimación de las ventajas y beneficios que adquiere un operador dado por el solo hecho de transitar por una vialidad pavimentada y segura. Es común normalizar estos análisis a través de reducciones de costos de operación. Se aplica tomando dos o más alternativas de circulación, es decir, en diferentes carpetas de rodamiento, y seleccionar la más conveniente en términos de ahorros en costos de operación de los vehículos.

Independientemente de si se realice o no el análisis económico, el analista deberá tener presente que en la alternativa de pavimentación rígida se pueden lograr incrementos substanciales de niveles de tránsito con incrementos pequeños de espesores de losa.

Tabla 6.1. Espesores aproximados en función características del proyecto

Tráfico de diseño		Módulo de reacción de diseño, K, en kg/ cm ³			Disminución de espesores en caso de construir	
Tipo de vialidad	No. de ejes equivalentes ^(h) de 8.2 ton	Pobre 2 - 4	Bueno 4 - 8	Muy bueno > 8	Pasajuntas	Acotamiento pavimentado
Vías rápidas (a - c)	> 5,000	25	25	23	2	2
Vías principales (a - c)	1,000 - 2,500	24	24	22	1	2
Vialidades colectoras (b - c)	300 - 1,000	21	19	19	-	2
Vialidades locales (b - d)	20 - 80	17	15	15	-	-
Callejones (b - d)	< 20	15	13	13	-	-

Las letras entre paréntesis indican notas aplicables

Las resistencias a la flexión referidas aquí son a los 90 días

Nota a: En las vialidades rápidas y principales se ha considerado un resistencia a la flexión de diseño, Mr, de 40 kg/ cm²

Nota b: En calles colectoras, locales y callejones se considera un Mr de 36 kg/ cm²

Nota c: En caso de incrementar 3 kg/ cm² el Mr, a ello corresponde una disminución en el espesor de 1 cm. Como criterio general, a mayor resistencia menor espesor y viceversa. Esta relación se aplica a rangos de resistencias de diseño entre 32 kg/ cm² y 44 kg/ cm². Se puede aplicar a vías rápidas, calles colectoras y locales.

Nota d: En el caso de espesores de losa para calles locales y callejones no se deben hacer disminuciones aun en el caso de incrementar la resistencia.

Nota e: Se aceptan 20 % de muestras defectuosas para establecer la resistencia característica.

Nota f: Para trabajos de control de calidad, se pueden establecer las siguientes correlaciones, a través de incrementos medios de resistencia, en términos de resistencias a los 28 y 90 días:

15 % de aumento entre los 28 y 90 días, para cemento Tipo I

10 % de aumento entre los 28 y 90 días, para cemento de alta resistencia

Nota g: Las banquetas no se pueden considerar substitutivas de acotamientos pavimentados

Nota h: Los tráficlos proyectados son a 20 años

Tal como se menciona líneas arriba, cualquier diseño de pavimentos debe asociarse con un sistema de administración de pavimentos a fin de que se puedan ejecutar las medidas preventivas y correctivas que garanticen la funcionalidad e integridad estructural del pavimento durante su vida útil. Todas las necesidades de conservación y reestructuración que conlleva cualquier tipo de diseño deben ser integradas a los análisis inicial y del ciclo de vida de la estructura, de esa manera se puede tomar una decisión racional y mejor documentada.

6.2 SOLUCIONES TÍPICAS

En la tabla 6.1 se compilan las resistencias a la flexión aproximadas de pavimentos urbanos con espesores tentativos, según se anota en observaciones, tomando en cuenta los tipos de apoyo variables. Es importante señalar que estos valores podrán servir como una guía preliminar

En la tabla 6.1 no se incluyen las sub-bases débiles con módulos de reacción, k , menores a 2 kg/cm^3 . Cuando se considere que el terreno de apoyo contiene una apreciable cantidad de finos plásticos de consistencia blanda, es aconsejable hacer una restitución de materiales, ya sea a base de estabilizaciones con cal o cemento, o sustituyendo el material malo por otro procedente de un banco de calidad aceptable. Los espesores mínimos recomendables por tratar son de 50 cm.

La decisión de incrementar la resistencia de las capas de apoyo para disminuir espesores de losa, deberán estar debidamente documentadas con análisis de varias opciones en estas variables, y así cuantificar económicamente los diferentes dimensionamientos, y escoger la opción óptima.

Consideraciones sobre juntas: cuando no se colocan pasajuntas, las juntas transversales se espacian en un rango de 4 a 5 m; cuando sí se colocan, este rango puede variar entre 5 y 7m.

Consideraciones de construcción y conservación: en esta información de predimensionamiento se considera que la ejecución de los trabajos no se hace a través de tableros de concreto contruidos individualmente, sino por franjas completas colocadas con equipo mecanizado o pavimentadoras especiales para concreto vibrado, y posteriormente aserradas con discos abrasivos o de diamante para formar las juntas. Se considera llevar a cabo un mantenimiento rutinario y consistente que contemple la inspección ordinaria del pavimento durante la vida útil del mismo, así como la remoción y restitución del material sellante deteriorado, el retiro de fragmentos de losa o la totalidad de las mismas cuando exista evidencia de que estos factores afecten los índices de servicio del proyecto.

Cabe insistir en que la tabla 6.1 sólo se puede utilizar como un indicativo de espesores de pavimento en la etapa de anteproyecto. Esto es especialmente cierto en el caso de viaductos, libramientos o vías rápidas de importancia. En general, para proyectos viales importantes se deberá hacer estudios rigurosos sobre tráfico y la geotecnia del sitio, al igual que los relativos

a las mezclas que contemplen los agregados, cemento y aditivos disponibles, a fin de proponer resistencias a la flexión de diseño.

6.3 REQUISITOS DE RESISTENCIA

Consideraciones

Es importante asignar a cada proyecto los coeficientes de variación para las mezclas que se apliquen en la zona de trabajo, así como las fracciones defectuosas que estadísticamente se hayan logrado en la citada zona, o por las premezcladoras del lugar, en caso de utilizar concretos producidos por estas últimas. Con estas medidas se estará en condiciones de establecer resistencias medias para diseño y resistencias características realistas.

De preferencia, el control de resistencias con base en las resistencias a la flexión se realizará mediante vigas ensayadas con cargas a los tercios medios. Este control se llevará a cabo conjuntamente con la fabricación y los ensayos de cilindros para obtener las resistencias a la compresión. En las primeras etapas, la fabricación de estos tipos deberá ser paralela para que posteriormente y una vez que exista consistencia en la correlación entre los dos tipos de resistencias, se pueda prescindir de las vigas, ya que estas demandan equipo y entrenamiento más especializado y suelen ser más lentas de ejecutar. Así, se podrán medir sólo las $f'c$, y se obtendrá un valor correspondiente de M_r confiable mediante correlaciones.

En la tabla 6.2 se incluyen ambas resistencias, atendiendo al tipo de agregados disponibles:

Tabla 6.2. Resistencias aproximadas en función al tipo de agregados

Resistencia a la flexión de diseño	Resistencia a la compresión en kg/cm^2		
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
30	230	250	300
32	246	266	320
34	260	283	340
36	277	300	360
38	292	317	380
40	307	333	400
42	323	350	420
44	338	366	440
46	353	383	460

Tipo 1: Plantas con buen nivel de producción, con más del 50 % de material producto de trituración.

Tipo 2: Control de calidad y de producción en planta, de regular a bueno, con agregados compuestos por mezclas de partículas angulosas y redondeadas.

Tipo 3: Nivel de producción de pobre a regular y agregados de partículas redondeadas de origen aluvial, cantos rodados, etc.

El conocimiento del origen geológico de los materiales, la disponibilidad de los mismos, las experiencias de las plantas productoras regionales o de las plantas centrales y, finalmente, las experiencias y cuidados de las empresas contratistas ejecutoras de proyectos de pavimentación, permiten establecer resistencias de diseño adecuadas y fáciles de cumplir.

Resulta recomendable realizar muestreos de agregados de los bancos o incluso en los mismos acopios de material dentro de las plantas mezcladoras, con el propósito de verificar las variaciones en contenidos de arenas en las gravas empleadas y viceversa, de esta manera, se pueden hacer las correcciones pertinentes en la dosificación. Este comentario es aplicable también para el caso de pavimentación en carreteras.

Tabla 6.3 Requisitos en los componentes del concreto

Requisito	Especificación
A) Contenido de cemento	Cemento tipo I 320 kg/ cm ² Cemento de alta resistencia 280 kg/cm ²
B) Agua de mezclado	Deberá ser potable o cumplir con lo dispuesto en la norma NOM C-122 vigente
C) Agregados	Cumplirán con la norma NMX -C-77, y que sea aceptable en cuanto a contenido de finos y materia orgánica
c.1 Tamaño máximo	4 cm cuando el espesor de losa sea mayor a 15 cm 2.5 a 4 cm cuando el espesor sea menor a 15 cm
c.2 Porcentaje de trituración de gravas	
Tipo 1	Más del 50 %
Tipo 2	Del 25 al 50 %
Tipo 3	Es indistinto
c.3 Porcentajes de agregados	
Tipo 1	Tres fracciones: grava (2 a 4 cm), grava (0.5 a 2 cm), arena (menos de 5 cm)
Tipo 2	Para este tipo de preferencia tres fracciones. No obligatorio
Tipo 3	Dos componentes: grava y arena
D) Características del concreto	
Compresión	Resistencia media de proyecto a los 28 días
Resistencia a la flexión	Resistencia media especificada a los 28 días. Tiene mayor relevancia en vías rápidas, viaductos, autopistas y vías principales. Normalmente se pide Mr a 42 kg/ cm ² a los 28 días.
Revenimiento máximo	5 cm
Dosificación	
Tipos 1 y 2	En peso
Tipo 3	En peso o en volumen controlado
Aditivos	Reductor de agua: 3 a 4 cm ³ / kg cemento, e Inklusor de aire: 2 a 3 %
E) Juntas	
Separación	Espaciamiento no mayor a 5 m
Secuencia constructiva	Aserrado con discos abrasivos o discos de diente de diamante en vías rápidas y autopistas. Otros métodos en vialidades de menor importancia, previa evaluación.
Sellado	De preferencia material a base de silicón aplicado en frío, de un componente. Podrán emplearse también sellantes en caliente, a base de polímeros (ASTM D 3405), o polímeros a base de asfalto (AASHTO M173).
F) Espesores	Se aplicarán los criterios de diseño, con tolerancias del orden del 5 %
G) Requisitos en la superficie	Las depresiones deberán estar comprendidas entre 6 mm en vialidades rápidas y troncales, 8 mm en calles colectoras y de servicio, 12 mm en calles locales, callejones, y secundarias en general. Todo ello medido con reglas de 3 m
H) Geometría, elevaciones y niveles	De acuerdo a los documentos de construcción

Nota: La resistencia de dosificación establecida por la empresa contratista será según la siguiente ecuación:

$$(f'c)_{cr} = f'c + C S_o, \text{ en kg/ cm}^2$$

(f'c)_{cr} = resistencia promedio requerida de dosificación

C = factor estadístico función del nivel de confianza. Para obras de pavimentación C = 80 %

S_o = desviación estándar esperada en obra

f'c = resistencia a la compresión especificada en campo

Dentro del tipo 1 se encuentran proyectos en ciudades que cuenten con premezcladoras. En el tipo de proyecto 1 y 2 se debe diseñar para resistencias de bajas a moderadas, a fin de que las exigencias del proyecto puedan cumplirse. En estos casos, dada la calidad pobre a regular de los agregados se podría analizar la posibilidad de incrementar los espesores y no las resistencias, que en muchos casos no se podrían alcanzar por la misma dinámica de los trabajos.

6.4 CONSTRUCCION

Requisitos básicos

Los requisitos básicos de construcción del pavimento se dan en función de las características generales, disponibilidad de materiales y condicionantes de diseño del proyecto particular. Sin embargo, para los siguientes lineamientos pueden utilizarse criterios normativos:

6.5 EQUIPO

6.5.1 De fabricación del concreto

Las plantas productoras o de premezclado deberán tener una capacidad acorde con la velocidad de tendido o de colocación en el sitio de construcción. Esto es importante, ya que se tendrán que coordinar de manera óptima los equipos de producción y de tendido, a fin de minimizar problemas de secado prematuro de mezclas en un extremo y tiempos perdidos en la colocación (mano de obra y equipos).

De preferencia, las plantas mezcladoras deberán contar con dispositivos que midan los pesos de cada uno de los componentes. Cuando no se cuente con mezcladoras centrales, podrán emplearse básculas con plataformas con capacidad no menor a 200 kg. Su precisión será tal que al calibrarse con carga estática la tolerancia sea de 0.4 % de su capacidad total. Las básculas podrán ser de balancín o de carátula sin resortes, o alternativamente podrán ser hidráulicas, eléctricas o celdas de carga, siempre que cumplan con las tolerancias. Esto se acepta en la norma mexicana NMX C-155-87, "Concreto Premezclado-Especificaciones".

6.5.2 Transporte de la mezcla

Tal como se comenta en otras partes de esta publicación, en pavimentación urbana, el transporte del concreto al sitio de tendido podrá realizarse a través de camiones volteo o con ollas mezcladoras. Los primeros son eficaces hasta para distancias entre 10 y 20 km, siempre que los tiempos de traslado no superen los 30 minutos.

Los camiones de volteo deberán tener las siguientes características:

- * Contar con una caja lisa y limpia previo al vaciado de la mezcla. Su tapa posterior de la caja deberá ser lo más hermética posible a fin de que no haya una pérdida sustancial de lechada o de pasta.
- * Las cajas deberán contar preferentemente con un pequeño chaflán en las esquinas para así evitar que la mezcla se adhiera en esas zonas y facilitar su vaciado.

Con ollas mezcladoras las distancias se pueden incrementar a condición de que siempre se inspeccione la consistencia de la mezcla al momento de su llegada al sitio de tendido. Con este fin se podrán hacer ligeras modificaciones a los aditivos superplastificantes, con objeto de que el concreto tenga la trabajabilidad adecuada para ser colocado y terminado.

Tal como se establece en la norma citada, NMX C-155-87, cuando el concreto sea parcial o totalmente mezclado en el camión, su volumen no deberá exceder el 63 % del volumen total de la unidad. Cuando el concreto sólo sea agitado en las ollas, pero mezclado en la planta, entonces el volumen que ocupe dentro de la olla no deberá sobrepasar el 80 %.

Cuando el mezclado en planta sea parcial, sólo se efectuará un entremezclado de los diferentes componentes, para luego, ya en el camión, hacer el mezclado final, usualmente entre 10 a 12 r.p.m. Este agitado se realiza hasta que el concreto alcance los requisitos de uniformidad de mezclado de concreto establecidos en la norma ya referida.

6.5.3 De colocación

En la práctica, son varios los elementos de los cuales se hecha mano para la colocación de losas de concreto. Tradicionalmente, en nuestro país se han utilizado herramientas básicas para la colocación del pavimento por medio de tableros o secciones coladas individualmente, prácticas erróneas que, sin embargo, subsisten y se llevan a cabo incluso en vialidades importantes de nuestras ciudades.

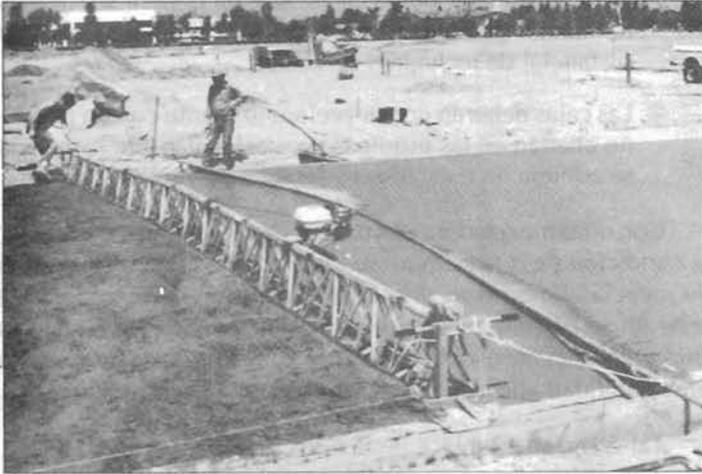
A continuación se delinearán algunos equipos básicos y más complejos comúnmente empleados en pavimentación urbana.

Métodos tradicionales

- * Cimbras metálicas: deben ser rectas, libres de pandeos e irregularidades. La geometría deberá ser tal que se logre el espesor del concreto, y la rigidez suficiente para soportar los empujes del concreto.

En caso de colocar el concreto directamente contra las banquetas, siempre que éstas presenten buena calidad en su superficie se podrá evitar el uso de cimbras. Estas últimas deberán existir en cantidad suficiente, de acuerdo con los avances programados por día, y tomando en cuenta que la remoción del cimbrado se efectúe después de 10 horas.

- * Vibradores de contacto o superficiales: existen varias modalidades de este tipo de herramientas. Dentro de ellas se pueden incluir placas o parrillas vibratoras



Fotografía 6.1 Regla vibratoria para trabajos de urbanización pequeños a medianos.

superficiales, regla vibratoria, rodillos vibratorios pequeños, etc.

Reglas vibratorias

Estas reglas consisten en vigas sencillas o dobles, cuyo largo es igual al de la sección del pavimento por colocar; están dotadas de excéntricos que les proporcionan las vibraciones necesarias para acomodar y compactar el concreto. El número de excéntricos puede ser de dos o más, dependiendo de la energía deseada. Estos elementos se conectan a motores de combustión interna o eléctricos. Asimismo, la distribución de los excéntricos determina la conformidad que se le dé a las mezclas. Es común emplear frecuencias entre 3,000 y 6,000 vibraciones por minuto. La regla se desliza sobre rieles, en la dirección paralela al trazo de la vialidad, cuyo peralte proporciona el espesor del pavimento ya terminado.

Es recomendable dotar a las reglas de ruedas montadas sobre los rieles, ya que la vibración se aplica directamente sobre el concreto y no en parte sobre los rieles. Ver Fotografía No. 6.1.

Este equipo básico cumple dos objetivos: enrasar y dar el terminado y compactar las mezclas. Algunas de estas reglas se hacen avanzar manualmente (por dos operarios), mientras que otras son autopropulsables. En el primer caso, el avance se logra mediante la instalación de anclaje -que puede conseguirse con estacas- situado en la parte frontal, para después, con la ayuda de cables y poleas instaladas en los extremos del conjunto, enrollar y dar la tracción a través de manivelas.

Es aconsejable proveer de engranajes en los extremos, sobre todo en las reglas pesadas para que se puedan dar movimientos en retroceso y sea posible dar las pasadas adicionales que se juzguen necesarias. Las placas de enrase deberán estar dispuestas en ángulo, a fin de que se proporcione un buen acomodo y compactación.

Es conveniente limitar los valores de los revenimientos no mayores de 7.5 cm, ya que si la mezcla es más fluida, puede desprender pasta en la etapa posterior al compactado, con el consecuente riesgo de fisuramiento superficial durante el secado.

Estos equipos son efectivos para colocar concreto en pequeñas cantidades, del orden de 75 m³ por día, o lograr avances de aproximadamente 100 m lineales por franjas.

De acuerdo con algunas investigaciones citadas por el comité ACI 309 las compactaciones logradas son directamente proporcionales al peso de la regla, su frecuencia y amplitud, e inversamente proporcionales a la velocidad de avance:

$$\text{Compactación} = \frac{(\text{Frecuencia}) (\text{Amplitud}) (\text{Peso del equipo})}{\text{Vel. de avance}}$$

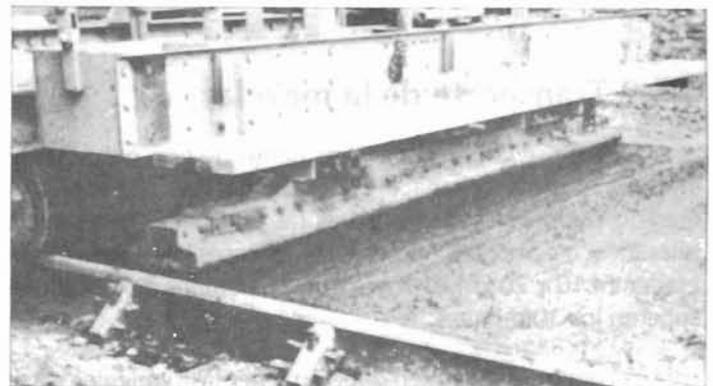
De preferencia, el concreto se colocará frente a la regla con espesores uniformes a lo ancho de la sección, con una ligera sobrecarga, del orden de 2 cm, para efectuar el enrase adecuado.

En áreas irregulares, tales como zonas con refuerzos, en pasajuntas, alcantarillas, guarniciones, se podrá utilizar el vibrador por inmersión.

Vibradores de contacto o de placas

Estos vibradores consisten en placas o rejillas, normalmente de 0.2 m² de superficie, que se colocan directamente sobre la superficie del concreto por compactar. El conjunto puede formarse con una sola placa o con un conjunto de ellas. Estas piezas deben de colocarse de manera que siempre ocupen sólo el ancho efectivo del pavimento y nunca se monten o hagan contacto con los rieles o con el cimbrado lateral.

El marco o dispositivo que sujeta a las placas se diseña de manera que siempre se pueda elevar para estar fuera de contacto con la superficie del pavimento o dar las alturas requeridas en el proyecto. La superficie dejada por estas charolas o placas normalmente requiere un allanado superficial adicional. La vibración se controla de manera que se proporcionen de 3,000 a 6,000 vibraciones por minuto (50 a 100 Hz).



Fotografía 6.2 Enrasadoras de placa o charola

Vibrador de rodillos

Esta variante enrasa y compacta al mismo tiempo. En una de sus modalidades se colocan tres rodillos: el primero (o frontal) es el que propiamente actúa como excéntrico y proporciona la vibración que gira a 100 ó 400 revoluciones por minuto, dependiendo de la consistencia de la mezcla, en la dirección opuesta a la de avance. Este equipo se recomienda para mezclas fluidas, con revenimientos superiores a 5 cm.

Los diámetros de tubos van normalmente de 16.8 cm a 22 cm. Las longitudes nominales son de 1.8 m a 9.15 m para los primeros diámetros, y los más gruesos van de 5.5 m a 12.20m.

En ambos casos, reglas y rodillo, se recomienda dar dos pasadas. La primera es para dar un acomodo y compactación inicial al concreto. Con la segunda pasada se logra el terminado. En la primera se deberá incrementar al máximo la frecuencia, mientras que en la segunda se deberá reducir.

Vibradores de inmersión

En general se trata de que estos vibradores sean de fácil manejo, pero capaces de licuar perfectamente el concreto en un radio de acción aceptable. Su efectividad va en función directa de su frecuencia, amplitud y diámetro de la cabeza.

La amplitud del vibrador interno varía linealmente a lo largo de su cabeza, con el valor máximo en la punta. La amplitud promedio, al operar en el aire, se puede calcular de manera aproximada:

$$\text{Amplitud promedio} = \frac{w \cdot e}{W + w}$$

w = peso del excéntrico, en kg.

W = peso de la cubierta y otras partes inmóviles, en kg.

e = excentricidad. Distancia entre el centro de gravedad del excéntrico a su centro de rotación, mm.

w.e = momento excéntrico, mm/kg.

Cuando este vibrador se pone en marcha, el concreto está sujeto a impulsos vibratorios, que se traducen en movimientos ondulatorios que emanan desde la cabeza. Ello se debe a que adentro de estos vibradores se genera un movimiento principalmente armónico, caracterizado por una onda sinusoidal. La rotación del excéntrico dentro del empaque hace que la cabeza gire alrededor de una órbita. Así, cualquier punto de la caja sigue un movimiento aproximadamente circular, con radio igual al rango de frecuencias aplicado.

Las ondas se disipan rápidamente al aumentar la distancia de la fuente cuando el vibrador está inmerso en el concreto. Esto se debe a la absorción por amortiguamiento del concreto, por un lado, y a la expansión del área del frente de onda. Esta disipación de energía, producto de una reducción en amplitudes, hace que se reduzca la aceleración o intensidad de vibración. Cuando la aceleración es menor de 1 g en mezclas

fluidas, y de 3 g, en mezclas rígidas, el vibrado ya no es efectivo. En estos casos conviene incrementar la amplitud a fin de generar un mayor radio de influencia.

Estas herramientas se deben emplear en lugares de difícil acceso, tales como muros de retención, alcantarillas, inmeditaciones de bordos, banquetas, etc., así como en los lugares próximos a las juntas planeadas de construcción, sobre todo en zonas próximas a pasajuntas. La cabeza del vibrador deberá estar siempre lo más vertical posible, totalmente sumergida, a fin de eliminar problemas de segregación. El espaciamiento de las diferentes inmersiones deberá estar en el rango de 0.50 a 0.75 m. Siempre se procurará que los puntos de inmersión no estén muy lejanos.

Este equipo manual normalmente constituye un complemento a la vibración de concreto proporcionada por una regla vibratoria.

Vibración interna (caso general)

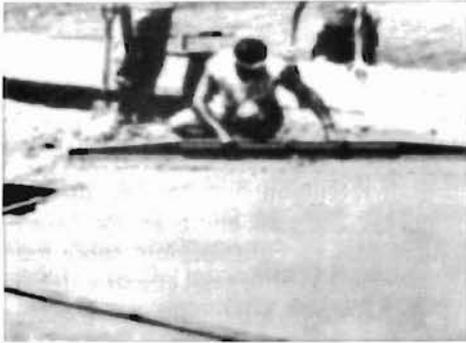
Hoy día, prácticamente todas las pavimentadoras mecanizadas de alto rendimiento cuentan con marcos que sostienen baterías o conjuntos de vibradores de inmersión, los cuales se montan de manera oblicua, o tienen forma de "L". Además los marcos se pueden mover en su plano vertical para controlar la profundidad de vibrado. Los equipos básicos cuentan con grupos de 5 a 6 vibradores para anchos de sección de 3.5 m.

La frecuencia se ajusta en los rangos que van de 8,000 a 12,000, y debe ser uniforme en cada uno de los vibradores. El vibrado, tal como se describe en el apartado 6.8, sigue a la distribución hecha por el tornillo sin fin y al enrase inicial de la mezclas situadas justo frente a las pavimentadoras. Los marcos en los que se montan los vibradores deben tener una anchura y geometría suficiente, de manera que al menos 14 de estos últimos quepan convenientemente espaciados, para anchos de pavimento de 7.3 m.

Los equipos modernos de pavimentación de 7.3 m de ancho nominal cuentan con 15 vibradores hidráulicos internos, trabajando a 10,000 R.P.M. Estos equipos cuentan hasta con 20 circuitos para los vibradores con válvulas de control de flujo individuales. Estas herramientas permiten un control más graduado del proceso de vibrado, dependiendo de la geometría de los pavimentos, así como de las características de las mezclas por colocar. El control vertical de estos sistemas es también automatizado.

6.5.4 Equipo para el terminado superficial

En términos generales, tal y como se describe en el apartado 6.8, los equipos actuales permiten dar un acabado prácticamente final, mediante una allanadora mecánica situada en la parte posterior. Este aplanado automatizado cumple con los criterios de planicidad requeridos en los proyectos. Para alisar y tapar irregularidades dejadas por la charola de aplanado mecánica, se emplean allanadoras manuales de mango largo.

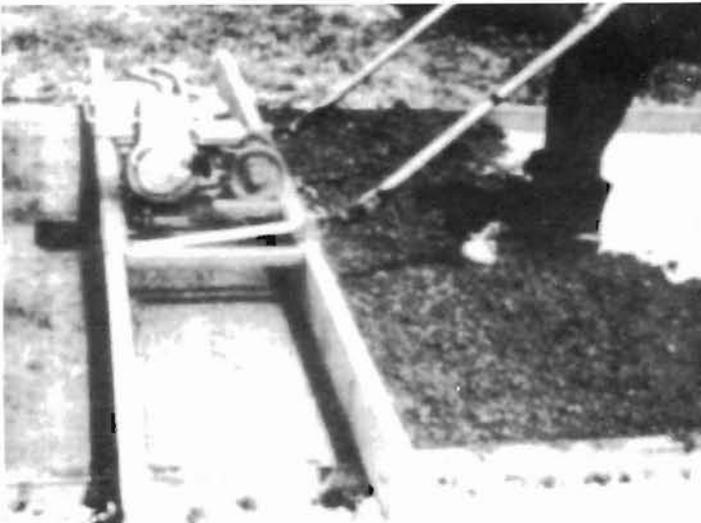


Fotografía 6.3 Regletas de madera para acabado superficial.

En obras pequeñas o en zonas de difícil acceso es común el empleo de las herramientas manuales que se describen a continuación:

- ❖ **Regletas:** se emplean en obras pequeñas, tales como andadores, callejones, etc. Pueden fabricarse de madera, de 1" x 4" cepillada e impregnada, fijándole un mango redondeado en su parte superior; o bien con perfiles de magnesio o acero de 1" x 4" o de 2" x 6".
- ❖ **Allanadoras:** las empleadas en pavimentos consisten en bases de madera, o de preferencia metálicas, provistas de mangos largos para que los operadores queden fuera del área que se está pavimentando, pero puedan cubrir el ancho de la sección. Con objeto de corregir irregularidades en zonas de difícil acceso o fallas locales, principalmente en las inmediaciones de la orillas, se emplean llanas metálicas manuales.
- ❖ **Texturizado:** cuando por la importancia, tamaño y características de la obra de urbanización, se utilice equipo automatizado de colocación, esto es, pavimentadoras de concreto, el texturizado se aplicará con carros especiales, tal como se describe en el apartado 6.8.

En obras pequeñas es aceptable emplear cepillos anchos con cerdas metálicas o de nylon, con mangos lo suficientemente anchos como para dar las pasadas en toda la sección del



Fotografía 6.4 Regletas de madera accionadas con motor, apropiadas para pasajes pequeños.

pavimento por construir. Previamente a las pasadas de los cepillos, se deberán pasar trozos de arpillera en bastidor o crucetas, para eliminar la lisura de la superficie dejada por el allanado.

- ❖ **Curado:** se debe aplicar de preferencia con equipo para aplicar membrana líquida de curado. Alternativamente se podrán emplear polietilenos y arpilleras humedecidas. En caso de aplicar el curado con membranas químicas con pulverizador, éste último podrá ser accionado con bomba manual o con motor.

6.5.5 Equipo para juntas

Las juntas se realizan con cortadoras de disco de diamante, enfriadas con agua. La profundidad del corte varía en función del espesor de la losa. En cualquier caso, es común hacerlo entre 1/3 a 1/4 del espesor. Posteriormente se tendrá que hacer las pasadas necesarias para ampliar la parte superior del corte y así formar la caja receptora del material sellante. Su geometría está regida por el tipo de este último, así como las características del concreto colocado.

En pavimentos urbanos es frecuente el uso de insertos de madera y de preferencia plásticos, de tipo PVC, para formar las juntas. Estas fajas se colocan en estado fresco, y suelen ser de 4 a 6 mm de espesor, con anchos de 1/4 o 1/5 del espesor del pavimento. Se debe tener la precaución de reconstruir la superficie una vez que se retiran las inserciones. Para ello se emplean "volteadores" para redondear los bordes.

6.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

6.6.1 Actividades preliminares

Una vez construida y nivelada la capa sub-base o base, según corresponda, y de acuerdo con el Capítulo 4, se colocará una pequeña capa nivelante de arena de 2 cm máximo, la cual se deberá humedecer previo al colado del concreto.

Posteriormente se nivelarán las cimbras, de preferencia metálicas, alineándose para dar los niveles verticales y horizontales requeridos en el proyecto. En esta etapa se cuidarán los aspectos geométricos y de pendientes del pavimento por construir.

Concreto

Durante la etapa de planeación del proyecto urbanístico se deberá contemplar las características de la mezcla por colocar, es decir si será fabricada con planta mezcladora en el sitio o por empresas mezcladoras. Se deberán considerar las propiedades de los agregados por utilizar, sus variaciones o contaminaciones, esto es, la variación de contenidos de arenas en gravas y viceversa. Se deberán contemplar calibraciones al equipo de pesajes y de dosificación, deficiencias en mezclado,

etc., a fin evaluar sus impactos en la consistencia de la calidad de producción.

Tal como se establece en la sección 3.3, la dosificación deberá realizarse en peso, sólo en aquellos casos en que la obra sea muy pequeña, será aceptable hacerlo por volumen.

El mezclado se deberá realizar en plantas con capacidad adecuada y en buen estado. En lo que sigue se dan algunas recomendaciones para lograr uniformidad de las producciones:

Calibración semanal de las básculas. En equipo pequeño esto se logra mediante pesas previamente taradas. En algunos equipos menores incluso se pueden emplear sacos de cemento llenos para aprovechar su peso nominal.

Se determinará el tiempo mínimo de mezclado de cada planta a emplear mediante pruebas de uniformidad. Este tiempo se mide desde el instante en que están todos los componentes sólidos dentro del tambor de mezclado hasta el momento de la descarga. De preferencia se deberá hacer pruebas para determinar la uniformidad de las mezclas, con pequeñas variaciones en los contenidos de agregados gruesos.

Este tipo de ensayos se realizan tomando dos muestra de una misma colada o mezcla durante los tercios de la descarga. Las diferencias máximas sugeridas se dan a continuación:

Tabla 6.4 Rangos de valores recomendables, propiedades físicas	
Tipo de ensaye	Diferencia en valores extremos
Peso volumétrico en estado fresco, kg/cm ³	15
Revenimiento, en cm	2
Contenido de agregado grueso mayor a 5 mm, en %, respecto a la media de dos muestras	6

* Planta de mezclado central: para el caso de utilizar una planta de mezclado central o estacionaria, es imprescindible que se realice un premezclado de todos los componentes, al tiempo que se introduce el material al tambor mezclador. En la fotografía 6.5 se aprecia un ejemplo de una planta mezcladora de doble tambor.

La adición de aditivos líquidos siempre se hará junto con el agua, y su introducción debe ser en el mismo punto de la secuencia del mezclado, carga tras carga, a fin de conseguir uniformidad en el concreto producido.

En caso de utilizar dos aditivos diferentes, como es el caso de reductores de agua e inclusive de aire, siempre se dosificarán por separado, a menos que se demuestre que se pueden mezclar juntos. En cualquier caso, su empleo siempre vendrá precedido por un estudio preliminar de mezclas.

Como una guía preliminar sobre el tiempo mínimo de mezclado se pueden utilizar las recomendaciones del fabricante o las usuales, a saber, un minuto por cada 3/4 m³ de mezcla,



Fotografía 6.5 Mezcladora central de alto rendimiento para producción de concreto en pavimentos carreteros.

más 1/4 de minuto por cada m³ adicional de capacidad nominal del tambor. El criterio de tiempo de mezclado siempre vendrá dictado por la capacidad de la planta para generar resultados consistentes en el concreto producido, en toda la etapa de producción.

* Camiones mezcladores: en caso de utilizar este tipo de camiones, será muy conveniente colocar dentro de la olla en primer lugar alrededor del 10 % del agregado y del agua, para continuar con la adición de la arena y el cemento. Esto se hace con la finalidad de evitar acumulaciones excesivas de agregados, sobre todo en la cabeza de la olla, lo que sucedería si se colocara todo el agregado en una sola etapa.

Para una discusión más amplia sobre los temas de mezclado y colocación del concreto en el sitio, se recomienda literatura especializada sobre estos tópicos.²

6.6.2 Transporte de mezclas

En las obras de pavimentación son aceptables los camiones volteo, pues normalmente se recomiendan mezclas relativamente secas, con revenimientos bajos de 2 a 5 cm. Los camiones revolvedores funcionan mejor cuando los reveni-

mientos en las mezclas son mayores a 4 cm. Se debe limitar el período de transporte a no más de 30 minutos. Sin embargo, este tiempo podrá incrementarse cuando las condiciones ambientales sean favorables y cuando, además, se tomen medidas, mediante aditivos, que ayuden y retrasen la plasticidad del concreto.

Se sugiere adoptar las siguientes medidas:

- * Empleo de aditivo reductor de agua.
- * Colocar lonas sobre las mezclas durante el transporte, para evitar secado rápido de la mezcla.
- * Evitar la adición de agua para incrementar trabajabilidad.
- * En climas calurosos se tratará de reducir al mínimo posible las temperaturas en el concreto, disminuir las pérdidas de trabajabilidad y de evaporación.

6.6.3 Colocación y compactación

La colocación de las mezclas se hace de la caja u olla del camión directamente sobre la sub-base ya preparada, evitando la segregación de las partículas gruesas. La distribución del concreto a lo largo de la sección podrá efectuarse en obras pequeñas con palas, pero en obras de cierta importancia se hará de preferencia con el gusano o tornillo sin fin con que cuentan las pavimentadoras.

El acomodo y compactación se logra con vibradores superficiales en el caso de losas delgadas de hasta de 15 cm de espesor. Para espesores entre 15 y 22 se puede utilizar los de superficie o los internos; estos últimos se recomiendan para espesores de losa mayores de 22 cm.

El uso de reglas vibratorias es común en esta etapa en pavimentos urbanos. Tal como se comenta en otros párrafos, normalmente se utilizan revenimientos del rango de 2 a 5 cm. Para mezclas rígidas se recomienda ajustar la regla a amplitudes mayores para obtener una compactación satisfactoria a lo largo del espesor.

La sobrecarga frente a la regla vibratoria será del orden de 2 cm, con su arista frontal de enrase ligeramente levantada.

En prácticamente todos los casos se recomienda el empleo de los vibradores de inmersión, con el objeto de completar la acción de la regla, principalmente hacia los extremos, en donde la acción de esta última pierde efectividad. Se aconseja colocar los vibradores en posición lo más vertical posible, con espaciamientos regulares del orden de 50 a 75 cm.

En caso de utilizar vibradores de charola, su frecuencia se ajustará de acuerdo con las velocidades de avance empleadas. Como es lógico, conforme la consistencia del concreto sea más rígida, se incrementarán las amplitudes. Es recomendable limitar a un mínimo la sobrecarga frente a las placas o charolas, ya que mucho material puede entorpecer la colocación.

Verificación del proceso de colocación: si al retiro del cimbrado, en caso de que se le utilice, aparecen irregularidades del tipo de porosidades, "panal de abeja", etc., se aconseja: a) acercar más los vibradores a las cimbras, b) aumentar la frecuencia o la amplitud de los vibradores, o finalmente, c) disminuir la velocidad de avance.

6.6.4 Terminación y texturizado

Después de colocar el concreto es necesario afinar la superficie y las pendientes dejadas por el equipo manual o mecanizado, así como terminar la planicidad requerida por el proyecto.

Terminado manual: cuando no se cuente con equipo especializado, las labores de alisado y de rectificación de pendientes podrán hacerse con reglas y eliminar así las irregularidades, pequeñas oquedades, verrugas, etc. En el caso de que sean secciones con anchos excesivos, se deberán emplear incluso allanadoras de mango largo.

Con equipo mecánico: tal como se menciona en el apartado 6.8 sobre "Equipo de Pavimentación Aplicable a Carreteras", existen equipos que permiten el allanado mecánico en la parte posterior de la pavimentadora. Esto se logra con charolas o rodillos. En caso de utilizar estos últimos, es necesario tener la precaución de dejar sólo una pequeña sobreelevación delante de ellos, pues cuando el concreto queda muy alto, la superficie del pavimento queda con ondulaciones; en cambio, cuando queda ligeramente abajo, los rodillos apenas la tocan, formándose así depresiones difíciles de corregir. El empleo demasiado intenso de rodillos hace que suba la lechada en cantidades excesivas, con la consiguiente tendencia a la aparición de grietas prematuras.

Cuando se logre la planicidad y el perfilamiento de irregularidades superficiales se estará en condiciones de proceder al texturizado del pavimento. Esto se podrá realizar con fragmentos de arpilleras y escobillones, estos últimos controlados de preferencia mecánicamente con carros texturizadores (consultese "Equipo de Pavimentación", en la sección 6.8).

Toda la operación se realizará antes de que aparezca el agua de sangrado en la superficie; de otra manera, se incrementa el potencial de fisuramiento. Cuando por alguna razón aparezca agua en la superficie, todas las labores de terminado y texturizado se deben suspender hasta que se evapore. En algunos casos, incluso se pueden utilizar arpilleras o pasadas con mangueras de goma para barrer y remover el agua de sangrado, antes de proseguir.

La operación del terminado y texturizado debe hacerse de manera que nunca se retrase demasiado el curado, pues se incrementa la posibilidad de fisuramiento.

6.6.5 Curado

Tal como se menciona en otras secciones de este libro, el objeto del curado del concreto es el de facilitar el desarrollo de la hidratación del cemento, así como el reducir los efectos nocivos de las contracciones producidas por las condiciones ambientales (temperatura, viento, humedad, etc.), las cuales promueven fisuramientos aleatorios.

Es de vital importancia controlar las temperaturas en las mezclas, así como la de tomar medidas que contrarresten los efectos del viento excesivo y de la humedad del aire.

Existen diferentes formas de curar los pavimentos recién colocados:

- * Método húmedo: por medio de aspersión o rociado de agua, arpilleras húmedas, arena húmeda, etc.
- * Método de membranas: mediante la aplicación de compuestos para el curado (polietileno saturado, etc.).

Sin importar cuál sea el tipo que se utilice, el primer requisito para llevar a cabo el curado es que se aplique con oportunidad. Siempre se busca que se pueda iniciar en las etapas más tempranas posibles de la colocación del concreto, y toda vez que no se dañe la superficie. Los compuestos químicos colocados por aspersión (membranas) cumplen mejor con este propósito y deberán apegarse a los lineamientos de calidad contenidos en las normas ASTM y AASHTO² vigentes, además de cumplir con los siguientes requisitos:

- * Poder aplicarse inmediatamente después del allanado y terminado del concreto, aún en presencia de agua superficial.
- * Tener un color blanco que refleje en alto porcentaje la luz solar.
- * Presentar una viscosidad alta y secado al tacto en un lapso no mayor a 30 minutos.

Además se deben adoptar las siguientes precauciones y recomendaciones:

- * Las membranas de curado deberán estar en recipientes perfectamente sellados previo a su uso, y preferentemente deberán usarse de los mismos lotes con que se realizaron los ensayos del estudio preliminar de mezclas. Esto es importante, ya que, en ocasiones, en el laboratorio tienen un comportamiento adecuado, pero quizá el suministro de membranas en el campo corresponda a componentes químicos de diferente edad o características.
- * El compuesto de curado deberá estar bien homogeneizado antes de su empleo, con los pigmentos dispersos

en todo el líquido. Antes de su vaciado a los tanques de aplicación manuales o mecánicos se deberán agitar para garantizar su uniformidad.

- * La aplicación de preferencia se realizará con equipo mecánico que cuente con boquillas por donde se expulsa el líquido en todo el ancho de la sección, incluyendo sus cantos. Esto se recomienda para que la aplicación sea uniforme.
- * Restituir zonas puntuales en donde exista rotura de la película de curado, ya sea por el agua de sangrado, desgarramientos por pisadas, etc. Esta precaución sirve para evitar la evaporación por macroporos y pequeñas porosidades.
- * Realizar mediciones periódicas de los proporcionamientos, midiendo los volúmenes aplicados y comparándolos con las áreas cubiertas.
- * Evitar el tránsito vehicular y peatonal al menos durante 7 días. Si por alguna razón se requiere hacer rectificaciones en la planicidad o corregir irregularidades superficiales, se deberá proceder inmediatamente después a la aplicación de la membrana de curado en las zonas afectadas.

6.7 JUNTAS DE CONTROL

Tal como se menciona en el Capítulo 7, dado que el concreto experimenta cambios volumétricos debidos a la temperatura y en sus contenidos de agua, variables incluso dentro del espesor del pavimento, ellos hacen que las losas que lo constituyen tiendan a sufrir esfuerzos de tensión que en ocasiones rebasan a los que las losas pueden soportar.

Los esfuerzos de tensión generados por cambios volumétricos se ven incrementados por los del tipo friccionante o de arrastre, generados en la interfase losa-capa de apoyo, pues esta última se opone a que las losas se expandan o sufran contracción producida por agentes ambientales y por la disminución del agua dentro del concreto al secarse. Cuando no se toman en cuenta estos esfuerzos, aparecen grietas sin control, es decir, de manera azarosa.

La manera de evitar el agrietamiento sin control es justamente mediante una planeación de cortes, que alivien los esfuerzos antes citados de manera programada.

Juntas en estado fresco

- * Por inserción: se coloca una tira de PVC o metálica cuyo ancho sea de a 1/5 del espesor del pavimento. Es recomendable que la inserción de este elemento se haga con equipo mecánico vibrador, de manera que se garantice la verticalidad y el alineamiento. El borde superior de la tira deberá estar comprendido entre 2 mm a 4 mm de la superficie del concreto.

Se debe procurar que, en caso de utilizarse, el equipo mecánico de aplanado, no altere la posición de las tiras. Una vez que el concreto ha endurecido, y si por requerimientos del proyecto se deban sellar las juntas, entonces se procederá a cortar con disco el elemento inductor de la grieta. Huelga decir que la profundidad y anchura del corte deberá ser el adecuado para formar la caja receptora del sellante, tal como se menciona en la parte final del Capítulo 7.

- * Con guillotina: esta herramienta se aplica sólo cuando la obra es menor y no existen exigencias especiales en cuanto a calidad de las ranuras resultantes. El volteador se introduce inmediatamente después o junto con las operaciones de acabado, mientras el concreto aún está fresco. Cuando el concreto ha adquirido cierta consistencia se retira la faja metálica y se procede a dar el redondeado de bordes mediante volteador, aprovechándose asimismo para rectificar la superficie.

Juntas en concreto endurecido

El corte se debe realizar previo a que se presente la contracción. Consiste en un corte inicial con un ancho del orden de 3 mm y una profundidad en el rango de 1/3 a del espesor del pavimento, posteriormente se hace un ensanche del ranurado para formar la caja para el sello, o bien se realiza un corte con discos abrasivos de ancho suficiente para ejecutar el corte de una sola pasada.

Para evitar la aparición de grietas es conveniente tomar las siguientes precauciones:

- * Disponer de suficiente número de cortadoras para que los serrados avancen conforme al ritmo de colocación del concreto, siempre regulando sus avances de acuerdo con las condiciones ambientales del sitio.
- * Programar los cortes de acuerdo con las condiciones de humedad, los tiempos de fraguado de las mezclas y las temperaturas prevalecientes.
- * Realizar los cortes dentro de las 6 a 20 horas después de terminada la superficie, para evitar desportillamientos en los bordes. Los cortes siempre se deben hacer hasta las orillas de la sección.
- * Cuando el proceso de contracción se acelere debido a temperaturas excesivas, se recomienda que de un conjunto de tres juntas se ejecute al menos una, para posteriormente regresar a aserrar las pendientes.
- * Una vez hecho el aserrado, se deberá reponer la membrana de curado en su vecindad, pues pudo removerse por el agua aplicada durante esta operación.

6.7.1 Sellado de juntas

Una vez que se limpian y secan las ranuras para alojar el material sellante, se procede a aplicar este último, dependiendo de su naturaleza, esto es, si se debe aplicar en frío o en caliente.

Se procura recortar en lo posible las protuberancias de material sellante en los bordes, incluso dejando una pequeña depresión, tal como se ilustra en la parte final del Capítulo 7.

6.8 EQUIPO DE PAVIMENTACION (CARRETERAS)

6.8.1 Descripción del equipo

La técnica de pavimentación de concreto por medio de cimbras deslizantes apareció por vez primera en Iowa, E.U.A., en 1955, ante la necesidad de evitar las cimbras y rieles excesivamente pesados que se empleaban para la colocación de concreto hasta esa fecha, tanto en E.U.A. como en Europa.

El equipo de pavimentación, en particular el de colocación, se ejecuta mediante extendedoras equipadas con: tornillo sin fin, barra enrasadora, vibradores, apisonadores, placa niveladora, allanadora de terminado. Normalmente todos estos componentes trabajan con sistemas hidráulicos. Ver fotografías 6.6 y 6.7.

Las características más comunes de estos equipos son las siguientes:

Modelo	Potencias	Ancho de trabajo
SF 550	400	5.5 - 15.2 m
SF 350		3.66-11.6 m
SF 250		3.66 - 9.75 m
SF 175	142	Hasta 3.66 m de ancho ó 1.06 m de alto

Las máquinas de menor potencia pueden trabajar a velocidades máximas de 18 m/min, y su configuración normal es de tres patas por igual número de orugas. Estas máquinas se pueden utilizar incluso para ejecutar guarniciones y barreras separadoras de hasta 1 m de altura y losas de 2.10 m de ancho en caminos y/o zonas urbanas. Cuando se configuran para



Fotografía 6.6 Vista frontal del equipo de pavimentación. En la parte inferior se aprecia el tornillo sin fin.



Fotografía 6.7 Equipo de pavimentación. En la parte izquierda de la toma se localiza la parte posterior, donde se realiza la inserción de varillas de sujeción y el aplanado.

caminos, los anchos que se alcanzan son de hasta 3.60 m. Para lograr estos últimos se les instala una cuarta pata o soporte.

El principio de trabajo en que se basa el equipo es como sigue:

- * Una vez vaciado el concreto frente a la máquina por medio de los camiones volteo, el tornillo sin fin, situado en la parte frontal e inferior de la extendidora, distribuye la mezcla a lo ancho del equipo o del proyecto.
- * Al avanzar la máquina, ésta acciona una compuerta o escantillón que permite dar entrada a la cantidad de concreto necesaria para dar el peralte de la losa.
- * Los vibradores entran en acción a fin de fluidizar y compactar el concreto.
- * Al mismo tiempo actúa la cuchilla apisonadora que funciona a manera de elemento segregante, es decir, permite que parte del mortero se eleve hasta la superficie y de esa manera se logre un mejor acabado, evitando



Fotografía 6.8 Colocación del concreto frente a la pavimentadora.

que aparezcan agregados gruesos en la superficie y que sean arrastrados, provocando texturas deficientes. Ver fotografía 6.8.

- * Al final, la placa terminadora, junto con las cimbras deslizantes situadas a los lados, proporciona la sección final casi terminada (ver la fotografía 6.9). En la parte posterior, y actuando mecánicamente, se localiza la allanadora, que dejan prácticamente acabada y con la sección final a la losa.
- * Esta allanadora, del orden de tres metros de largo, cuyo movimiento es oscilatorio en la dirección longitudinal, se desplaza en la dirección transversal al camino.

Es conveniente, sin embargo, contar con una brigada de al menos tres obreros para que vaya dando los acabados definitivos a la losa, pues la allanadora mecánica deja pequeñas irregularidades que es necesario ajustar, tales como zonas cacarizas y protuberancias. Este personal deberá contar con allanadoras de gran tamaño y manguitos lo suficientemente largos como para permitir alcanzar la parte media de la sección del pavimento. Ver fotografía 6.10

Casi todas las pavimentadoras que se fabrican en la actualidad pueden colocar de manera mecánica las barras de sujeción para las juntas longitudinales y para uniones con acotamientos, según lo marque el proyecto. Sin embargo, es común el empleo de una persona que vaya suministrando a un dispositivo especial situado en la parte posterior de la máquina, inmediatamente detrás e inferior del operador, las citadas barras. Estas después son insertadas mecánicamente al concreto fresco hasta su posición final.

El equipo comercial incluye una regulación automática de dirección y rasante. Cuenta con un dispositivo totalmente hidráulico, que va montado en las extremidades de la máquina mediante un bastidor. Dentro viene un resorte sensor que, junto con la varilla sensora al deslizarse sobre el hilo de control de elevaciones, emite la señal a los controles para que el equipo se desplace dando los espesores especificados. Dentro del dispositivo hidráulico existe una leva que es accionada por



Fotografía 6.9 Aplanao mecánico en la parte posterior del equipo.



Fotografía 6.10 Terminación y alisado final con allanadoras manuales.

la varilla en contacto con el citado hilo. Esta leva, a su vez, empuja un carrito de una válvula de aceite hidráulico. Así, si el desplazamiento y/o desviación es pequeño respecto a la referencia marcada con anterioridad mediante los hilos, se descubre sólo una parte de los ductos por donde circulan los aceites. Si la desviación es importante, los ductos se abren en toda su amplitud. A este dispositivo sensor no le afecta la temperatura ni la humedad.

Las máquinas empleadas en autopistas, por ejemplo, cuentan con potencias que van de 217 a 298 Kw, y pueden alcanzar espesores máximos de hasta 61 cm.

Los modelos grandes se desplazan por lo general en cuatro orugas. Estas vienen unidas por brazos que pueden girar hasta 110° , de esta manera son muy maniobrables en cambios de dirección, y para reducir el tamaño del conjunto para efectos de transporte. Las variaciones en anchos se consiguen mediante piezas del equipo que son atornilladas, así, para fines de transporte, las máquinas grandes se pueden reducir a anchos que van de 3 a 3.7 m.

Los anchos variables de estos equipos se obtienen mediante incrementos de 25 cm. Las placas posteriores y las cimbras deslizantes permiten aproximaciones en los anchos del orden de 0.5 cm.

La extendidora cuenta con gatos hidráulicos para elevar el escantillón o compuerta dosificadora. Tres de ellos permiten elevarla en los extremos y en el centro, conforme a los requerimientos de sobreelevación por curvas y por bombeo.

Los vibradores poseen un mecanismo de ajuste a la altura más adecuada de la losa. También van alineados paralelos a la superficie de la losa. Por otro lado, las cimbras metálicas deslizantes que van a los costados pueden levantarse para poder montarse en secciones de losas ya terminadas y fraguadas en los comienzos de juntas frías de comienzo de jornadas. El escantillón también pueden ser cambiado en su configuración para dar superficies no uniformes (bombeo superficial y superficie parabólica).

Cuando se pretenda colocar las pasajuntas en juntas transversales de manera automática, es necesario incluir a la pavimentadora un dispositivo especial. Algunos fabricantes incluyen una extensión de los brazos traseros de la pavimentadora. Sobre estos brazos se colocan bastidores que sostienen horquillas, mismas que en sus extremos tienen la forma circular de las pasajuntas, y que empujan a estas últimas dentro del concreto fresco. La velocidad del introductor automático de pasajuntas varía, desde luego, según la velocidad de la pavimentadora. Las horquillas de inserción, por otro lado, están sujetas a vibración durante el proceso de hincado. de esta manera se garantiza que toda la sección de acero quede rodeada de concreto y que éste quede convenientemente consolidado.

Al terminar el hincado de pasajuntas, las horquillas y el bastidor se levantan por sobre la superficie del concreto fresco, y el conjunto se mueve a su posición adelantada para volver a ser utilizado en la siguiente posición de juntas. Para ello normalmente se emplean gatos hidráulicos. Este procedimiento generalmente se realiza mediante equipo automatizado. Sin embargo, el equipo permite que el operador pueda hacer la maniobra manualmente donde se requiera.

En algunos equipos la placa de inserción de pasajuntas flota libremente sobre el concreto recién extendido y luego es remolcada por dos gatos hidráulicos; al liberar las presiones en los gatos, la placa de inserción se detiene por acción de su rozamiento con el concreto y se procede a la inserción del acero. De esta manera no se detiene la operación de pavimentación.

Las irregularidades por operación de hincado de pasajuntas se eliminan substancialmente por la acción de la allanadora mecánica situada en la parte trasera de la pavimentadora que corre a lo ancho de la losa recién colocada.

Las distancias de inserción en la dirección transversal es también ajustable. Mediante ligeras modificaciones es posible colocar, también de manera automática, las pasajuntas en superficies con bombeo superficial (dos aguas).



Fotografía 6.11 Inserción automática y manual de varillas de sujeción en juntas longitudinales, en la parte posterior de la pavimentadora.

Estos equipos permiten además la construcción de carriles adicionales a una vialidad, sin necesidad de modificar el ancho total de la pavimentadora es decir; se puede hacer correr uno de los lados sobre la zona del futuro pavimento, mientras que sólo una parte del ancho total se utiliza para la colocación del concreto.

6.8.2 Texturizado y curado

Inmediatamente detrás de la allanadora mecánica situada en la parte posterior de la pavimentadora, y una vez que el concreto está próximo a perder el brillo, se procede a dar la micro y macrotextura. La primera de ellas se logra pasando pedacera de yute, a fin de eliminar la superficie lisa recién dejada en el concreto. Esta tela suele colocarse ya sea en los brazos extensores localizados en la parte trasera o terminal de la pavimentadora, o bien en extensiones metálicas, a manera de brazos de la parte delantera del carro o marco texturizador. Este cuenta en su parte inferior y trasera con ductos y salidas para la membrana de curado. Con ello se logra una aplicación expedita y uniforme.

Las partes principales de estos texturizadores son:

- * Unidad de alimentación: motor diesel con bomba para marcha de un sistema de tres bombas.
- * Bomba para el control direccional del equipo: mediante una tubería se controlan los sistemas hidráulicos de cada una de las ruedas (4) de que consta el carro.
- * Bomba auxiliar: necesaria para controlar la dirección del equipo y maniobras de acabado varias a ser realizadas por el operador.

Este tipo de equipos es común que cuenten con dirección automática, lo cual se consigue mediante cuatro sensores. El operador también puede seleccionar la dirección automática. Desde luego, el equipo puede ser guiado de forma manual.

La mayoría de estos equipos cuenta con motores individuales en cada llanta, para guiar cada una de ellas.

Las patas funcionan mediante un sistema hidráulico y tienen la capacidad de posicionarse en planos ortogonales entre sí, además de poderse retraer para ser transportadas en camiones. La elevación vertical de las patas puede realizarse manualmente. En algunos equipos hasta de 60 cm sobre el pavimento.

Principales componentes del texturizado.

- * Cabezal de texturizado: bastidor situado en la parte inferior de la texturizadora, completado con cerdas metálicas de geometría especificada por el proyectista. Estas cerdas son las que, mediante inserción en el concreto fresco, producen la macrotextura. El cabezal con el peine corre a través de un riel metálico, mismo que tendrá secciones preestablecidas para dar los anchos de pavimento requeridos. La elevación del cabezal de texturizado puede ser también automatizada. Ver fotografía 6.13.



Fotografía 6.12 Ductos de aspersión de la membrana de curado, atrás del carro texturizador.

Las cerdas ya citadas son planas, ligeramente flexibles, y deben estar espaciadas a centros a no menos de 1.2 cm ni más de 2.50 cm. Las cerdas no deben estar muy cercanas, ya que se producen desgarramientos en la superficie, pues se aplica en el concreto fresco (ver fotografía No. 6.14). Por otro lado, tampoco deben de estar muy separadas, ya que se puede originar ruido excesivo al paso de los vehículos. El ancho de las cerdas es del orden de 3.2 mm, y se deben aplicar en el concreto cuando éste aún sea plástico, de manera que las ranuras formadas tengan una profundidad mínima aproximada de 3.2 mm, pero nunca mayor a 6.4 mm.

La aplicación es continua a lo ancho de la sección, tratando de que las aplicaciones o pasadas del peine sean lo más cercanas posibles, pero sin que lleguen a producir traslapes.

- * Bastidor de texturizado longitudinal, se complementa con una arpillera o tela de yute que elimina la superficie lisa recién dejada en el acabado final después de la pavimentadora. Todo este brazo con tela corre a lo largo de la losa que se acaba de colocar. Cuenta con una tubería que distribuye rociado de agua a lo largo del ancho de la sección. Esta tubería se añade a un elemento metálico que forma el bastidor. Algunos equipos incluso cuentan con control electrónico de la elevación del bastidor respecto al pavimento. De esta manera se puede eliminar el factor humano en la decisión de levantar más o menos el cabezal de texturizado respecto a la superficie por tratar.

- * Aplicación del curado: el carro texturizador cuenta en su parte trasera con una tubería con salidas para el curado. A su vez, estas salidas o boquillas se pueden ajustar de manera independiente una de otras. Sus puntas normalmente son de acero inoxidable. La altura de la tubería respecto a la superficie de aplicación (pavimento) se realiza en forma hidráulica. Fotografía No. 6.12.

Cuentan con tuberías y válvulas para cargar el tanque almacenador de líquido de curado, desde barriles o tambos



Fotografía 6.13 Bastidor con las cerdas metálicas de texturizado.

colocados a los lados del camino por pavimentar. El equipo hidráulico también circula para agitar el fluido de curado.

- * Características físicas: los anchos comunes estándares son del orden de 3.7 m, más pequeños tramos extensores del orden de 1.9 m para dar anchos mayores (hasta de 8 m). Cuenta además con medición de temperatura del agua, medición del nivel de aceite, voltímetro, medidor de temperatura del aceite hidráulico, etc. Consta además de un "escobillón" o peine con las cerdas que producen la macrotextura, con un ancho de 2.5 m aproximadamente. La tubería por donde circula y se distribuye la membrana de curado es del orden de 8.0 m de longitud.

6.9 CONTROL DE CALIDAD

Los criterios de control de calidad deberán apoyarse en las especificaciones de cada proyecto en particular.

En nuestro país, como ya es usual en la gran mayoría de las naciones con tradición en esta técnica, todavía no se adoptan políticas de sanciones económicas de acuerdo con las calidades logradas en pavimento. Estas sanciones se asocian normalmente a incumplimientos respecto a resistencias, regularidad superficial y espesores. En otros países es común establecer importes por multas como porcentajes de los importes totales contratados.

Objetivo

El control de calidad de cualquier obra consiste en verificar el cumplimiento de las hipótesis y las bases de diseño y proyecto, así como las especificaciones de materiales y procedimientos. Esta verificación se hace a través de mediciones, muestreos y ensayos de laboratorio. Existen dos formas básicas complementarias de realizar estos controles:

Controles durante la ejecución

Consisten en verificar que los materiales utilizados y la secuencia constructiva sean los adecuados y los prescritos en

el proyecto. Con estas actividades se pueden detectar las anomalías y tomar las medidas correctivas oportunamente.

Dentro de este tipo de control de calidad se incluyen todos los estudios previos necesarios para optimizar la calidad de los materiales: estudios de agregados en los diferentes bancos de préstamo, así como su posible variación; estudios preliminares de dosificación de mezclas, empleándose los componentes del concreto, así como los aditivos a ser empleados en la obra particular. Estas actividades son tendientes a optimizar técnica y económicamente los requerimientos de proyecto y especificaciones.

Controles de recepción y pago de obras

Este tipo de controles corren por cuenta de la entidad que ordena y es dueña del proyecto. Normalmente se apoya en técnicos y laboratorios que, mediante muestreo y ensayos hechos en secciones representativas y al azar, verifican que los alcances y las calidades logradas estén dentro de las exigidas y tolerables en las bases del trabajo. Con estos resultados, las entidades responsables pueden aplicar las medidas correctivas a los contratistas (multas, rechazos, etc.).

A continuación se discuten los aspectos esenciales y comunes empleados en el proceso de control de calidad de obras de pavimentación.

6.9.1 Control de calidad del concreto

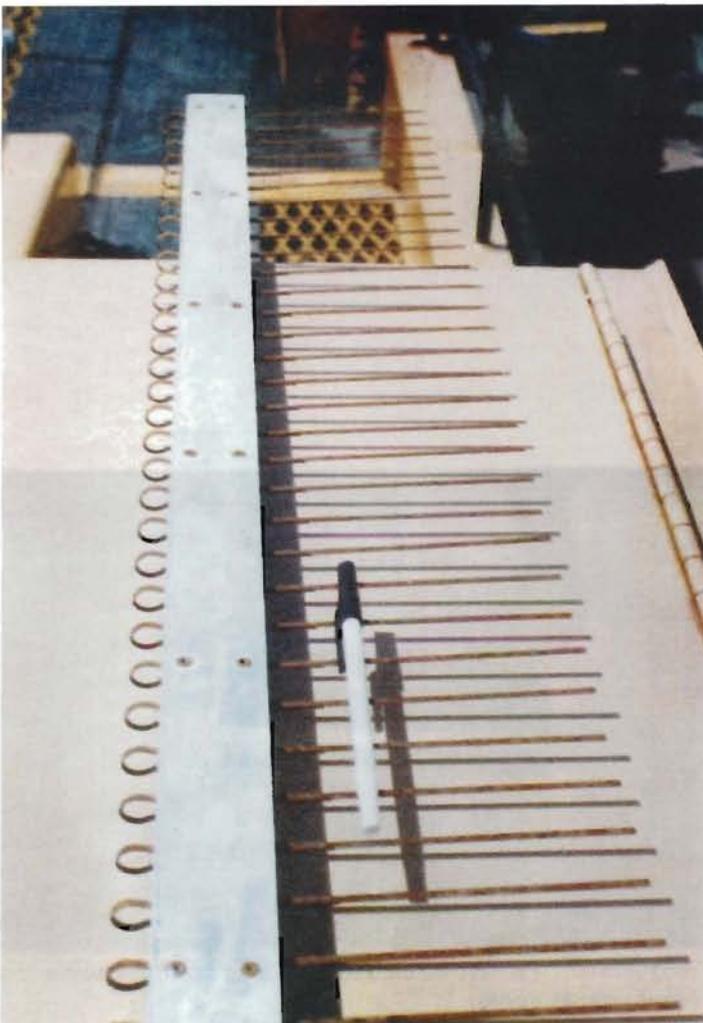
El control de calidad del concreto involucra la obtención de muestras directamente de los camiones transportadores de las mezclas, previamente a la salida de las plantas de mezclado. Las técnicas de muestreo, preparación y manejo de muestras deben hacerse de acuerdo con la normatividad NMX vigente.

- * Resistencias a la compresión: se fabrican cilindros de 15 cm de diámetro por 30 cm de alto, a edades de 3, 7 y 28, días.
- * Resistencias a la flexión: normalmente se aplican al caso de carreteras y vialidades urbanas de primer orden (vías primarias y colectoras, periféricos, libramientos, etc.). Cada muestra deberá estar compuesta de varias vigas, tal como se menciona en párrafos subsecuentes.

Es necesario resaltar que en las vías primarias y en el caso de las carreteras rige la resistencia a la flexión en términos del Módulo de Ruptura, más que la resistencia a la compresión.

Criterios de resistencia

Es común establecer resistencias mínimas que deberán cumplir los especímenes individuales, así como una resistencia característica; ambas se deberán cumplir simultáneamente, tanto en compresión como en flexión. Asimismo, se deberá establecer un criterio de resistencia mínima individual, la cual deberá ser igual a la resistencia de diseño menos una cantidad que refleje el producto de una desviación estándar promedio



Fotografía 6.14 Espaciamientos típicos de las cerdas metálicas.

y un coeficiente que represente a las condiciones de trabajo esperadas, esto es, porcentajes de resistencias individuales defectuosas. Como criterio normativo simplista se puede adoptar que la mínima aceptable sea igual a la resistencia de diseño menos 50 kg/cm^2 .

Otro criterio de control de resistencias exige que el promedio de la resistencia a la flexión de cada cinco (5) especímenes consecutivos deberá ser igual o mayor que la resistencia especificada a los 28 días.

Asociado y complementario a lo anterior en cuanto a requerimientos de resistencia, lo es que cuando menos cuatro (4) de un grupo de cinco especímenes consecutivos tengan una resistencia igual o mayor que el noventa por ciento (90 %) de la resistencia fijada en el proyecto también a la edad de 28 días.

El requerimiento de aceptación común en cuanto a que la resistencia a los 28 días de que cuatro de los cinco especímenes ha de ser mayor que el valor especificado de M_R , en ocasiones se contraponen con el criterio según el cual el promedio de resistencias de cinco (5) especímenes consecutivos debe ser igual o mayor al especificado. Veamos un ejemplo:

Tabla 6.5 Ejemplo de criterio de aceptación

Resistencia a la flexión	kg/cm^2	M_R especificado individual 48 kg/cm^2	Promedio de cinco
50.0	Cumple		
51.0	"		
49.0	"		
48.5	"		
49.0	"	49.5	Cumple
50.0 *	"	49.5	"
47.0 *	No	48.7	"
50.0 *	Cumple	48.9	"
46.0 *	No	48.4	"
48.0 *	Cumple	48.2	"
44.0 *	No	47.0	No
47.0	No	47.0	No
50.0	Cumple	47.0	No
45.0	No	46.8	No
47.0	No	46.6	No
46.0	No	47.0	No
50.0 *	Cumple	47.6	No
48.0 *	Cumple	47.2	No
49.0 *	"	48.0	Cumple
44.0 *	No	47.4	No
40.0 *	No	46.2	No
50.0	Cumple	46.2	No
48.0	"	46.2	No
46.0	No	45.6	No
44.0	No	45.6	No
45.0	No	46.6	No

Nótese que en estas zonas *, en el primer recuadro por lo menos cuatro cumplen con la resistencia individual (los valores mínimos son incluso mayores que el 90 % de 48 kg/cm^2 , o sea 43.2 kg/cm^2 , pero no se cumple la condición del promedio de cinco especímenes consecutivos). En el recuadro* inferior no se cumplen las dos condiciones. Para hacerlo al menos dos valores deberían ser superiores a 50 kg/cm^2 .

En caso de que un sector del pavimento cumpla con resistencias mínimas, pero haga falta cumplir el requisito de promedio de grupos de especímenes, entonces se aconseja mostrar, mediante núcleos, las zonas con anomalías, con objeto de verificar las zonas con problemas potenciales y también para normar los criterios de aceptación.

Lo anterior nos da una idea de la importancia de ser consistentes en la producción del concreto en un proyecto carretero.

Téngase en cuenta que las deficiencias en resistencias en algunos tramos son equivalentes a espesores menores que se hubieran colocado respecto a lo demandado en el proyecto.



Fotografía 6.15 Distribución de ductos en el lecho de losa para determinar temperaturas.



Fotografía 6.17 Ejemplo de dispositivo de medición de movimientos horizontales en juntas.



Fotografía 6.16 Dispositivos para medir desplazamientos horizontales en las losas.



Fotografía 6.18 Puntos de medición de desplazamientos horizontales en juntas.

Muestreo en concretos

Caso de Carreteras. A continuación se describen algunas prácticas comunes en nuestro país, mismas que el IMCYC ha venido desarrollando para controlar la calidad del concreto fresco.

- * Los ensayos de pesos volumétricos, revenimientos, contenidos de aire, temperatura de las mezclas tanto en planta como en el sitio de colocación: se efectúan durante los primeros tres (3) a cinco (5) camiones de cada día. Estas mediciones se suspenden hasta que ya no existan variaciones importantes en estas propiedades. En caso de que haya paros de equipo por más de una hora, por cualquier tipo de problemas, tales determinaciones volverán a ejecutarse. De esta manera se lleva un control consistente de las mezclas.
- * El peso volumétrico y el contenido de aire se determinan en el primer y tercer camión que salgan de la planta y posteriormente en forma aleatoria, en lapsos no mayores de una hora.
- * En condiciones normales se determinan en campo de manera aleatoria los revenimientos y contenidos de aire, en un mínimo de tres determinaciones diarias, de preferencia en aquellos camiones de donde se haya obtenido concreto para la fabricación de especímenes. Se registra el cadenamamiento en donde se coloca la mezcla de donde se obtuvieron las muestras respectivas.
- * Los especímenes se fabrican de ollas cuyas mezclas correspondan a producciones consistentes, sin cambios bruscos en sus calidades o propiedades aparentes. Para cada muestra se prepara el siguiente número de especímenes:
 - * 6 vigas para determinar la resistencia a la flexión.
 - * 2 vigas para ensayos a los tres días.
 - * 1 viga para ensayos a los siete días.
 - * 3 vigas para ensayos a los veintiocho días.
 - * 5 cilindros para la determinación de resistencia a la compresión.
 - * 2 cilindros a los tres días.
 - * 1 cilindro a los siete días.
 - * 2 cilindros a los veintiocho días.

Nota: el número de especímenes puede variar, entre otras razones, por la consistencia y uniformidad encontrada tanto en los agregados como en los concretos producidos.

- * Para determinar el número aproximado promedio de especímenes, es común considerar muestras por cada 250 m³ colocados. Dentro de los primeros días la frecuencia del muestreo se incrementa, lo que resulta normal en proyectos carreteros. Posteriormente se reduce tal frecuencia, dependiendo de la evolución de los resultados.

- * Se registrarán las temperaturas de ambiente, cemento, concreto en estado fresco, así como la temperatura del agua de curado (piletas).
- * Con el fin de estudiar las propiedades del concreto colocado, para determinar los espesores finales de losa se deben obtener núcleos. Se tratará de obtenerlos a distancias de aproximadamente de 500 m, o uno por cada día de colado cuando la longitud total extendida no supere los 300 m.

En el caso de pavimentos urbanos se pueden hacer los siguientes muestreos como mínimo:

- * 1 muestra por cada 500 m² (ó 1 por cada 100 m³)
- * 1 muestra por cada dos turnos de trabajo de colocación de concreto
- * Un mínimo de ocho (8) muestras

Se ha de elegir la que represente una mayor frecuencia. En obras pequeñas se puede adoptar el criterio de un número de muestras, pues no se pueden adoptar los dos primeros criterios. En estas circunstancias se deben tomar las muestras distribuidas en los diferentes turnos programados, aunque sea a veces necesario tomar varias muestras en una misma etapa de colocación, seleccionando al azar las secciones de colado.

Siempre se llevará un control estricto del área a que corresponde el número de muestras dado.

6.9.2 Criterios de aceptación

Un cabal cumplimiento de lo dispuesto en el proyecto y especificación de materiales, así como un seguimiento acucioso a través de un control de calidad de los materiales y procesos constructivos hará que se minimicen los riesgos de la obra, los costos asociados a corrección de anomalías, y que haya una reducción de los trabajos de muestreo verificadorio por medio de extracción de núcleos.

Resistencia a la flexión: Sin pretender restringir los trabajos de control de calidad a sólo este tipo de ensayos, la determinación sistemática de los módulos de ruptura constituye un paso esencial en obras de pavimentación. Se exige que los resultados de M_r , y en especial su resistencia a los 28 días cumplan con lo siguiente:

$$M_{r \min} \geq M_{r e}$$

$$(M_r)_i \geq M_{r e} - z (S_o D_s)$$

$M_{r (\min)}$ = valor mínimo del módulo de ruptura del concreto, kg/cm², igual a $M_{r \text{prom}} - z (S_o D_s)$.

$M_{r e}$ = resistencia a la flexión (módulo de ruptura) especificada en proyecto, kg/cm².

$(S_o D_s)$ = valor estimado de la desviación estándar de M_r , en kg/cm².

z = desviación normal correspondiente al porcentaje de resultados que pueden ser menores a la resistencia especificada.

$M_{r\text{ prom}}$ = promedio aritmético de la resistencia a la flexión a los 28 días.

$M_{r i}$ = resistencia individual a la flexión.

El valor $S_o D_s$ depende de la consistencia con que la planta productora fabrique el concreto. En la sección 9.2 se presenta una tabla con algunos valores típicos de z .

En la mayoría de los proyectos, el término z ($S_o D_s$) puede considerarse igual a 5 kg/cm^2 .

En caso de que este requisito no se cumpla, se estará considerando un espesor menor del pavimento en las zonas con deficiencias, pues una reducción de 3 kg/cm^2 representa aproximadamente 1 cm de la reducción en espesores.

Esta reducción en espesores equivalentes se debe sumar algebraicamente a los determinados mediante la extracción de núcleos. Con estas estimaciones se estará en condiciones de normar los criterios de aceptación o de rechazo, según se muestra en el siguiente subinciso.

6.9.3 Control de espesores

Con el fin de minimizar los problemas de fallas en los pavimentos de concreto, siempre se tratará de cumplir con los espesores mínimos que marca el proyecto. En el caso de carreteras la uniformidad de espesores se puede lograr con relativa facilidad colocando las marcas o hilos de nivel en las orillas de la sección por colocar, mismas que servirán de apoyo a los sensores de extremo con que cuentan las pavimentadoras de cimbra deslizante.

En el caso de pavimentos urbanos o residenciales, previo al recibo de la capa de sub-base o base ya terminada, y con los moldes metálicos (en el caso que se les utilice) ya instalados a su nivel, bastará verificar los espesores mediante el uso de una cuerda extendida transversalmente al eje de trazo sobre el paño superior de las cimbras o moldes, en varios de sus puntos.

Es común obtener núcleos del pavimento ya terminado, a separaciones del orden de 300 m en un mismo carril, o alternados en carriles adyacentes.

Estas piezas se aprovechan también para determinarles su resistencia a la compresión. En cuanto al diámetro, si bien son aceptables los de 5 cm (2"), se aconseja obtenerlos de 7.6 cm (3"), a fin de estudiar mejor las posibles microfisuras y el patrón de oquedades de las muestras.

Un criterio general de aceptación sería que todos los núcleos tuviesen un espesor mínimo o superior al indicado en el proyecto, con una tolerancia del 5 %. En otros casos se procede según lo expuesto en la siguiente tabla:

Tabla 6.6 Criterios de aceptación mediante núcleos

Condición	Espesor medido	Criterio y procedimiento de aceptación
1	$\bar{e} \geq 0.95 e$	Area aceptada
2	$0.90 e \leq \bar{e} < 0.95 e$	Se toman dos núcleos adicionales a 7.50 m a cada lado del primero. Se calcula el promedio de los tres (\bar{e}).
3	$\bar{e} > 0.95 e$	Area aceptada.
4	$0.9 e \leq \bar{e} < 0.95 e$	Procede aplicar sanciones según las bases del contrato.
5	$\bar{e} < 0.9 e$; y/o $e_i < 0.8 e$	Obtener nuevos núcleos para acotar el área con deficiencias.

e = espesor especificado

\bar{e} = espesor obtenido mediante núcleos

\bar{e} = promedio entre el núcleo de espesor deficiente y de dos núcleos verificados adyacentes dentro del área con problemas, extraídos a separaciones no mayores a 7.50 m del primero.

e_i = espesor de un núcleo individual

En las bases del contrato se deben estipular claramente las políticas de sanciones referentes a deficiencias en los espesores.

Las deficiencias en espesores y en resistencias deben medirse y calcularse por separado, para que al final se sumen sus porcentajes. Como referencia, a continuación se presentan como ejemplo dos criterios de multas para el caso de dictaminar porcentajes de dichas deficiencias, ya globalizadas:

Tabla 6.7 Ejemplo de porcentajes de pago como función de deficiencias en espesor

Deficiencias en espesor* respecto a lo especificado, en %	Porcentaje ¹ pagado sobre el importe del contrato, %	Deficiencia promedio en espesores, cm	Porcentaje ² pagado sobre el importe del contrato, %
0 - 5	100	0.00 - 0.50	100
5 - 7.5	90	0.51 - 0.76	90
7.5 - 10	80	0.78 - 1.00	85
10	Se rechaza	1.03 - 1.29	75
		1.30 - 1.53	70

* Obtenidos mediante núcleos

¹ MOP, República de Chile

² Estado de Nevada. E.U.A. "Standard Specifications for Road and Bridge Construction", 1986.

6.9.4 Tolerancias en la rugosidad superficial

Todas las irregularidades que excedan las tolerancias en sobreelevaciones que demande el proyecto deberán ser removidas mediante fresado o métodos abrasivos equivalentes. Siempre se tratará de utilizar un equipo que garantice un tendido uniforme sin depresiones apreciables, de forma tal que los índices de perfil de preferencia igual o menor a los 12 cm/km. Este último valor se considera adecuado, atendiendo a los requerimientos de rugosidad final en buen número de estados de la Unión Americana. Sin embargo, en México la S.C.T. ha aceptado valores algo superiores, en el rango de los 19 cm/km.

Adicionalmente se recomienda que todos los puntos altos de la superficie resultante no sobrepasen de 8 mm respecto al perfil exigido en el proyecto. Todas estas excedencias se deberán devastar hasta que mediante una prueba de perfilógrafo, aceptada por la entidad responsable del proyecto, se demuestre que las desviaciones están por abajo de tal tolerancia. Si por razones de planicidad (estar por abajo de los 12 cm/km) se requiere fresado adicional, éste se deberá realizar en franjas paralelas al eje de trazo, en longitudes cercanas a los 200 m.

A continuación se presentan rangos típicos aceptables de desviaciones del perfil vertical del pavimento, dependiendo de la importancia de la vialidad o carretera:

Tabla 6.8 Regularidad superficial	
Tipo de vialidad	Tolerancia
Autopistas y troncales	± 6 mm
Vialidades colectoras y carreteras de primer orden	± 8 mm
Vialidades urbanas del tipo local, callejones, etc.	± 12 mm

Es necesario aclarar que una vez que se haya realizado el fresado, se deben restablecer las condiciones del macro texturizado, esto es el ranurado transversal o longitudinal, según corresponda, y siempre de acuerdo con lo contemplado en las especificaciones del proyecto. Esto es relativamente fácil de conseguir, ya que los equipos actuales conforme realizan el desbastado, su conjunto de discos abrasivos, normalmente de diamante, también van dejando los surcos o ranurado que proporciona el texturizado requerido.

Ideas sobre instrumentación

En obras de pavimentación, pero principalmente en tramos carreteros, es frecuente que por las características variables de los bancos de explotación de materiales, así como por las limitaciones de disponibilidad de materiales, se tenga que emplear agregados que no cumplan con las mejores propiedades. Es por ello que, entre otras cosas, se deben estudiar y verificar los comportamientos de las losas tanto en las etapas iniciales del pavimento, así como durante su vida útil:

Tal como se menciona en el Capítulo 7, las losas se verán sujetas no sólo a cargas externas impuestas por el tránsito

vehicular, sino también a la acción de agentes ambientales (deformaciones del terreno por cambios estacionales en los niveles del agua freática, escurrimientos e infiltraciones de agua superficial y temperaturas variables).

Quizá uno de los aspectos más preocupantes al que los ingenieros responsables de un proyecto de pavimentación se tengan que enfrentar es al movimiento de las losas debido a cambios en los regímenes térmicos a que se somete la sección del pavimento. Esto ocurre debido a que se pueden presentar gradientes térmicos variables en la superficie y el lecho inferior de las losas. Esto hace que las diferentes secciones tiendan a alabearse con curvaturas ascendentes o descendentes en las partes centrales de los tableros formados. Este tipo de deformaciones se presenta de manera cíclica, dependiendo si es de día o de noche. En el Capítulo 7 se discute con más detalle este fenómeno. Junto con este problema de alabeo, las losas tenderán a contraerse o a separarse, dependiendo de las temperaturas máximas registradas. La magnitud de estos movimientos dependen de las características de los agregados y del concreto en sí.

Por lo mencionado en el párrafo anterior, las deformaciones por temperatura deben ser consideradas en el proceso de diseño de los pavimentos, en especial al establecer la separación de las juntas de contracción, así como de la forma que tendrán las ranuras para alojar el material de sello y definir el tipo de este último.

En la fotografía No. 6.15 se presenta un ejemplo de dispositivos para medir la temperatura en diferentes lechos de la losa, a fin de que se puedan establecer los gradientes térmicos con precisión y así relacionarlos con los movimientos de las losas. En la fotografía No. 6.16 se aprecian las tuberías y extensómetros ya instalados para efectuar la medición de movimientos horizontales.

Para poder dar cabal seguimiento a la evolución de los desplazamientos horizontales en las juntas y calibrar los modelos empleados en la etapa de diseño para definir las separaciones de las juntas, se pueden medir con micrómetros de precisión (ver foto No. 6.17), los movimientos que presentan las losas mediante tornillos de referencia ahogados en el concreto (foto No. 6.18).

6.10 CONSERVACION

La superficie de los pavimentos sufren el deterioro normal debido a la acción del tránsito, a las sobrecargas eventuales en los ejes vehiculares, así como a los agentes ambientales (agua, saturación estacional por sobreelevaciones de aguas freáticas, clima etc.).

Se pueden resumir en tres los objetivos que se buscan con las labores de mantenimiento:

- * Mantener y prolongar los índices de servicio originales del pavimento, para así prolongar sus condiciones estructurales.
- * Minimizar los costos de usuarios y de operación en el transporte.
- * Prolongar, en la medida de lo posible, la vida de los pavimentos con altos índices de funcionalidad.

Con objeto de tomar medidas preventivas y correctivas de manera oportuna, se harán inspecciones oculares periódicas al pavimento durante su servicio. En estas actividades se hacen levantamientos detallados de irregularidades y se debe proceder a su clasificación: anomalías superficiales y/o profundas que requieran reparación total o parcial, problemas próximos a producirse, etc. Con esta información se podrán establecer diferentes programas de solución, atendiendo a prioridades y disponibilidad de recursos.

En la parte final de esta publicación, el Capítulo 11, se presentan metodologías usuales para: 1) técnicas de inspección ocular de daños, 2) evaluación de pavimentos rígidos, y 3) corrección parcial y total de daños en pavimentos.

En este apartado sólo se bosquejan las principales categorías de conservación:

Resellado de juntas

Dentro de las actividades rutinarias que se deben realizar periódicamente está la inspección acuciosa de los sellos en las juntas. Se deberá poner atención a la pérdida de adherencia del sellante con las paredes de la junta, envejecimiento, desgarramientos, etc.

Los pasos esenciales para proceder a la restitución del material sellante, y que se discuten más ampliamente en la parte final del Capítulo 7, son:

- * La extracción del material deteriorado mediante el empleo de herramientas de extremo aguzado.
- * La limpieza con aire comprimido para la remoción de partículas sólidas.
- * La colocación del material de sello. Esto se hará de acuerdo con los criterios de los párrafos precedentes, y también con lo descrito en la parte final del Capítulo 7.

Tal como en el caso de la aplicación de material sellante en cajas receptoras nuevas, la ranura deberá estar seca y limpia antes de que le aplique este último. Serán eliminadas todas las protuberancias de los bordes de las juntas, para evitar rugosidades excesivas en la superficie del pavimento.

Deterioros superficiales

Son aquellos daños que se presentan sólo en la superficie y que no ponen en riesgo la integridad estructural del pavimento. Este tipo de daño altera sólo la funcionalidad de la superficie de rodamiento y la comodidad de los usuarios (ver Anexo al final de esta publicación).

Deterioros estructurales

Son aquellos que amenazan la integridad del pavimento. Específicamente consisten en grietas que hacen discontinuo el trabajo de las losas. Las discontinuidades se pueden presentar a través del agrietamiento longitudinal, transversal o de esquina.

Cuando el agrietamiento atraviesa las losas en toda su sección, se pierde localmente la transferencia de carga, con lo que el pavimento pierde efectividad ante las solicitaciones de carga durante su vida útil. Ver el Cap. 7.

Las causas más comunes para este tipo de deterioro son:

- a) Deficiencia local de resistencia a la flexión en losas.
- b) Erosión de la base de apoyo ("pumping").
- c) Fatiga.

En el Capítulo 11 se analiza más ampliamente este tipo de daños.

Referencias

¹"AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures", publicado por la American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, 1993, Cap. 3.

² American Concrete Institute, ACI 304 " Dosificación, Bombeo, Bandas Transportadoras, Concreto Ligero", ACI 309 "Compactación del Concreto", publicaciones del centro editorial del IMCYC.

³ Ver por ejemplo AASHTO M - 148 " Liquid Membrane - Forming Compounds for Curing Concrete"

Esfuerzos y deflexiones en pavimentos rígidos

En el concreto, la mayor parte de las primeras contracciones se deben a los cambios de temperatura. Como es normal, después de que el calor de hidratación alcanza su valor máximo, tiende a reducirse por una menor actividad de hidratación, así como por las temperaturas más bajas en la primera noche de colocada la mezcla. Otro factor importante que se debe tomar en cuenta en las contracciones que experimenta la mezcla es la pérdida de volumen por la disminución del contenido de agua del concreto.

Al consolidarse y endurecerse la mezcla, se pierde agua debido al sangrado y a la posterior evaporación del volumen total de este líquido. Este fenómeno es más importante en los pavimentos, ya que en ocasiones se adiciona agua en exceso para lograr la trabajabilidad de la mezcla y facilitar las labores de acabado de la superficie.

Cuando no se toman en cuenta los esfuerzos de tensión generados en la base de la losa se puede generar el agrietamiento de las losas como resultado de la resistencia por fricción que se genera en la interfase losa-capa de apoyo, pudiendo ser ésta una base o sub-base.

Los agrietamientos son mayores en anchura, si bien con mayores espaciamientos entre ellos en el caso de capas de apoyo de estructura interna más abiertas, a saber, capas granulares sin tratamientos estabilizadores.

Cambios en gradientes térmicos

Las superficies expuestas de las losas experimentan variaciones de temperatura importantes. Los cambios de temperatura y humedad son menores en las proximidades del fondo de las losas y en el fondo mismo. Este fenómeno genera esfuerzos adicionales que se presentan después de que el concreto ha endurecido.

La ondulación se presenta por gradientes térmicos a lo largo de la sección transversal de las losas; la cantidad y configuración de estas ondulaciones se dan en función de las horas del día que se considere. Durante el día, la parte expuesta de la losa experimenta temperaturas mayores que los lechos inferiores de la sección, lo que produce expansiones mayores y en consecuencia se presenta la ondulación. Sin embargo, la losa tiende a "bajar" en su parte media arrastrada por su peso propio, acción que se opone a la ondulación hacia arriba causada por la mencionada expansión, esto produce esfuerzos de tensión en el lecho inferior de la losa, mientras que en su parte superior se generan esfuerzos de compresión. Durante la noche el proceso se invierte, es decir que los esfuerzos de tensión se presentan en la parte superior o superficie expuesta de la losa.

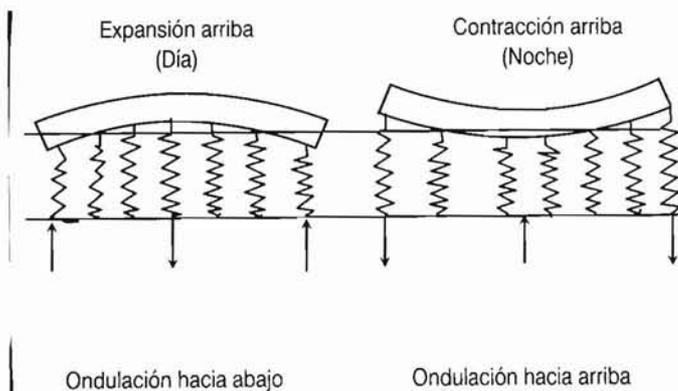


Figura 7.1 Ondulación de la losa debido a gradientes térmicos.

El alabeo, producto de los cambios de humedad a lo largo de la sección transversal de la losa, se genera en forma opuesta a la ondulación, de manera que tiende a contrarrestarla. Una temperatura alta en la superficie de la losa la reseca, pero conforme se avanza hacia su lecho inferior, la losa conserva más humedad; se infiere entonces que en esta última parte la losa experimentará expansiones, mientras que en su superficie se presentarán contracciones. Así, hacia el lecho inferior se presentarán esfuerzos de compresión que de alguna manera contrarrestarán a los de tensión generados durante el día, conforme a lo ya descrito.

De hecho, al considerar los efectos combinados, los esfuerzos resultantes son menores a los estimados por las fórmulas existentes, así como los medidos en pavimentos construidos. Cuando se considera sólo la temperatura para calcular los esfuerzos, se obtienen espaciamientos de grietas de entre 5 a 6.50 m dentro de las primeras 24 horas. Sin embargo, mediciones realizadas¹ demuestran que las separaciones de agrietamientos no son tan cercanas.

7.1 FLEXION EN UNA PLACA INFINITA

De acuerdo con la teoría de la elasticidad, las deformaciones bidimensionales en una placa se pueden obtener de la siguiente manera:

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} \quad \text{Ec. 7.1}$$

En donde E = módulo elástico del concreto. El primer término del lado derecho es la deformación en la dirección x provocada por un esfuerzo en esa dirección, mientras que el segundo término aparece la deformación causada por tal esfuerzo en la dirección y. De manera análoga:

$$\epsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \nu \frac{\sigma_x}{E} \quad \text{Ec. 7.2}$$

En el caso de que la placa se deflexione sólo en una dirección, sea x, en la otra dirección ϵ_y es cero, ya que la placa en esta dirección es muy amplia y tiene restricción. De esta manera, a partir de la ecuación 7.2: $\sigma_y = \nu\sigma_x$ y sustituyendo este valor en la ec. 7.1:

$$\sigma_x = \frac{E \epsilon_x}{1 - \nu^2} \quad \text{Ec.7.3}$$

En caso de considerar las flexiones en ambas direcciones, los esfuerzos deberán ser superpuestos. Los esfuerzos máximos por alabeo en una losa de longitud infinita corresponderán a la condición de restricción total de la losa (Fig. 7.2).

Llamando Δt al diferencial de temperatura entre el fondo y el lecho superior de la losa, y α_t el coeficiente de expansión térmica del concreto, si la losa es libre de moverse, y si

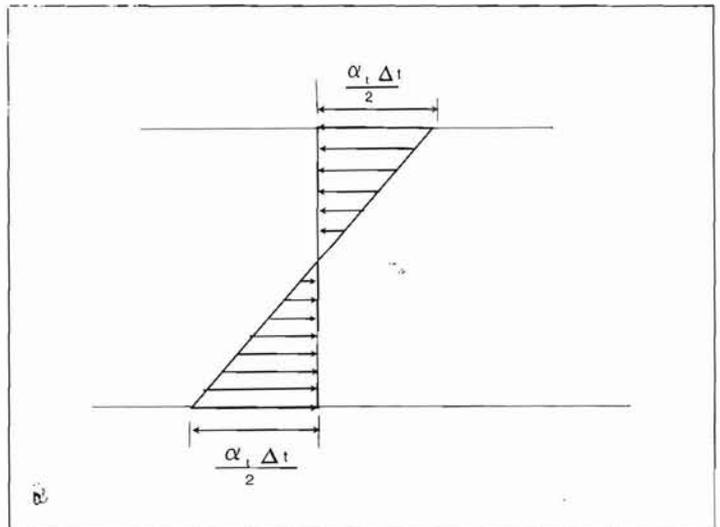


Figura 7.2 Gradiente térmico en una losa de concreto.

además en la superficie la temperatura es mayor que en el fondo, entonces en la superficie habrá una expansión $\alpha_t \Delta t / 2$.

En el fondo, la contracción para comportamiento lineal sería de la misma cantidad.

Si existe restricción en la losa para deformarse y si la temperatura es mayor en la superficie, entonces las tensiones se presentarán en el fondo y las deformaciones máximas serán:

$$\epsilon_x = \frac{\epsilon_y \alpha_t \Delta t}{2} \quad \text{Ec. 7.4}$$

Luego, el esfuerzo flexionante en la dirección x, de acuerdo con la ec. 7.3:

$$\sigma_x = \frac{E \alpha_t \Delta T}{2(1 - \nu^2)} \quad \text{Ec. 7.5}$$

La ecuación anterior también representa el esfuerzo en la dirección y debido a la flexión sobre y. El esfuerzo sobre x debido a la acción sobre y (ya que $\sigma_y = \nu\sigma_x$):

$$\sigma_x = \frac{\nu E \alpha_t \Delta T}{2(1 - \nu^2)} \quad \text{Ec. 7.6}$$

El esfuerzo total sería la suma de las ecuaciones 7.5 y 7.6:

$$\sigma_x = \frac{E \alpha_t \Delta T}{2(1 - \nu^2)} (1 + \nu) = \frac{E \alpha_t \Delta T}{2(1 - \nu)} \quad \text{Ec. 7.7}$$

Lo anterior supone la variación lineal de la temperatura a lo largo de la sección transversal de la losa.

7.2 ESFUERZOS DE ALABEO EN UNA LOSA FINITA

Para una losa de la geometría que se presenta en la Fig. 7.3, los esfuerzos totales en la dirección x se expresan como:

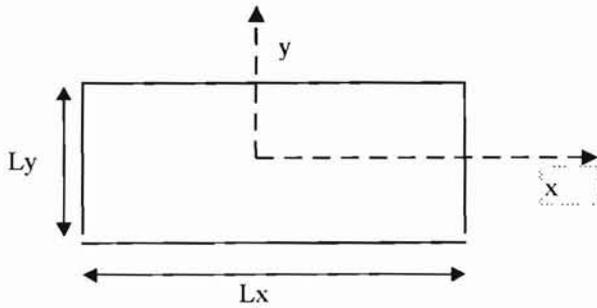


Figura 7.3

$$\sigma_x = \frac{C_x E \alpha_1 \Delta t}{2(1-\nu^2)} + \frac{C_y \nu E \alpha_1 \Delta t}{2(1-\nu^2)} = \frac{E \alpha_1 \Delta T}{2(1-\nu^2)} (\sigma_x + \nu \sigma_y)$$

Ec. 7.8

En donde \$C_x\$ y \$C_y\$ son factores de corrección para losa finita. En la ecuación 7.8 el primer término se debe a la flexión en la dirección \$x\$, mientras que el segundo se debe a la flexión actuante en la dirección \$y\$.

La ecuación para el esfuerzo por alabeo en la dirección \$y\$ tiene la misma forma, sólo variando los subíndices. Los valores de \$C_x\$ y de \$C_y\$ son función de la geometría y de las rigideces, \$L_y/l\$ y \$L_x/l\$, en donde:

$$l = \left[\frac{E \cdot h^3}{12(1-\nu^2)k} \right]^{0.25}$$

Ec. 7.9

\$E\$ es el módulo de elasticidad del concreto, \$h\$ es el espesor de la losa, \$\nu\$ es la relación de Poisson, \$k\$ es el módulo de reacción de la capa de apoyo.

La ecuación 7.9 es para un esfuerzo en la mitad de la losa; para las orillas, los esfuerzos son:

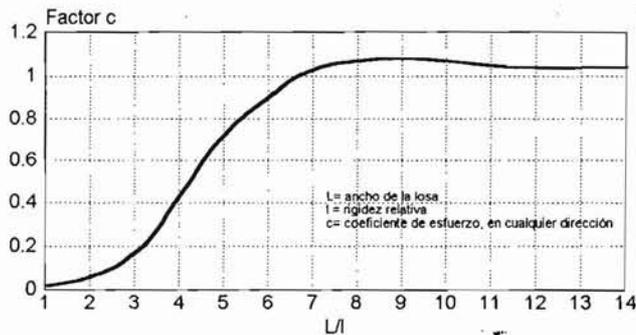


Figura 7.4 Factor correctivo para esfuerzos, caso de losa finita

$$\sigma = \frac{C E \alpha_1 \Delta t}{2}$$

Ec. 7.10

Ahora \$\sigma\$ puede ser \$\sigma_x\$ ó \$\sigma_y\$, dependiendo de si se utiliza \$C_x\$ o \$C_y\$. El valor de \$C\$ aumenta con la relación \$L/l\$, y es igual a 1.0 para \$L=6.70l\$, y alcanza un valor máximo de 1.084 para \$L=8.50l\$, después decrece hacia la unidad, conforme \$L/l\$ tiende a infinito.

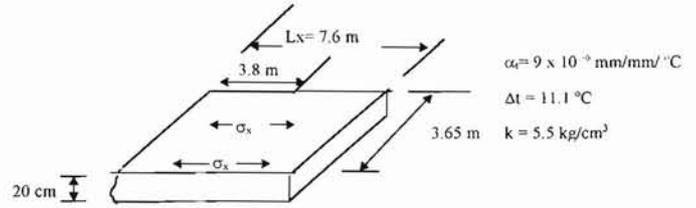


Figura 7.5 Ejemplo.

Ejemplo

Se supone además que \$E = 2.82 \times 10^5\$ Kg/cm², además \$\nu = 0.15\$.

Solución:

$$l = \left[\frac{2.82 \times 10^5 \times 8000}{(12 \times 0.9775 \times 5.5)} \right]^{0.25} = 76.9 \text{ cm}$$

Con

$$\frac{L_x}{l} = \frac{7.6}{0.769} = 9.88$$

$$\frac{L_y}{l} = \frac{3.65}{0.769} = 4.75$$

de la Fig. 7.4 encontramos \$C_x = 1.07\$ y \$C_y = 0.63\$.

De esta manera, el esfuerzo en la mitad de la losa y en la dirección \$x\$, según la Ec. 7.8:

$$\sigma_x = 2.82 \times 10^5 \times 9 \times 10^{-6} \times 11.1(1.07 + (0.15 \times 0.63)) / 1.955 = 16.78 \text{ kg/cm}^2$$

En la orilla, también sobre la dirección \$x\$, el esfuerzo, sería:

$$\sigma_x = 1.07 \times 2.82 \times 10^5 \times 9 \times 10^{-6} \times 11.1/2 = 15.07 \text{ kg/cm}^2$$

Como ya se refirió anteriormente, los esfuerzos adicionales por ondulación de las losas varían con la temperatura. Cuando no se disponga de mediciones de gradientes térmicos, es común suponerlos para análisis preliminares, dentro de rangos del orden de 0.055 a 0.077 °C para las horas del día, y la mitad de los valores anteriores para las horas nocturnas.

Para tener una idea de la magnitud de los gradientes térmicos y su influencia, en la prueba AASHTO de 1962, se estudiaron las temperaturas en dos puntos en una losa de 16.5 cm de espesor. Uno de de estos puntos estaba situado a 0.65 cm por abajo de la superficie, y otro a 1.27 cm por arriba del lecho extremo inferior. La diferencia de temperatura entre ellos

fue definida como el diferencial. El valor máximo de este parámetro fue de 10.2°C para las horas del día (entre junio y julio), mientras que durante la noche, para ondulación hacia arriba de las esquinas de las losas, el diferencial de temperatura fue de -5°C. Estos valores en los cambios de temperatura corresponden a gradientes de 0.07 °C y de 0.03 °C, respectivamente. Es importante señalar que las mediciones de temperatura en los pavimentos de estos tramos de pruebas demuestran que no existe relación entre los espesores de las losas medidas con la magnitud de los diferenciales térmicos.

En otros términos, la variación de estos diferenciales de temperatura en punto de lechos superior e inferior no fue tan rápida con los incrementos de espesores. Así, en losas delgadas se deberán emplear gradientes térmicos mayores.

Esfuerzos combinados

En prácticamente ningún método se involucran los esfuerzos por temperatura y sólo se consideran inseguros los debidos a cargas. Ello se debe, entre otras cosas, a:

- ❖ El uso de juntas con o sin pasajuntas -así como acero de refuerzo- para absorber los esfuerzos por ondulación, producto de la temperatura. Si las grietas o fisuras son pequeñas, la transferencia de carga por el tránsito entre ellas será buena. Por otro lado, una vez presentadas las grietas, los esfuerzos por ondulación se ven aliviados.
- ❖ Cuando se diseña por fatiga, resulta impráctico combinar los efectos del tránsito y los de la temperatura. Ellos se debe a que mientras que durante la vida útil de un pavimento pasan millones de ejes, los movimientos en la losa por temperatura son limitados.
- ❖ Tradicionalmente se ignoran los efectos de ondulación debido a que los esfuerzos producidos por la temperatura se pueden adicionar o sustraer a los del tránsito, dependiendo de la hora que se considere. Por ejemplo, diseñando para esfuerzos críticos de orilla, los esfuerzos por temperatura se suman a los de tránsito durante el día, pero se restan a los de tránsito los inducidos durante la noche.

Es importante señalar que un pavimento, aún sin tránsito, es susceptible a sufrir agrietamientos, debido al efecto de ondulación por temperatura. Ello se basa en datos experimentales (prueba AASHTO), en donde monitorearon losas de 12 m y de 4.5 m. Dentro de los primeros 16 años, las primeras -aún sin tránsito- se fracturaron, mientras que las más cortas estuvieron libres de grietas.

Para evitar daños importantes a las losas es recomendable considerar en los análisis por fatiga que se realicen, el efecto combinado del tránsito con el de la ondulación por temperatura².

7.3 ESFUERZOS POR CARGAS DE TRAFICO

Existen tres formas básicas de resolver este problema:

- ❖ Fórmulas de soluciones cerradas (principalmente los trabajos de Westergaard): Se aplican sólo a una carga producida por una rueda, cuya área de contacto puede tener una configuración circular, semicircular, elíptica o semielíptica.
- ❖ Cartas de influencia: son las desarrolladas por Pickett y Ray³, y con ellas puede uno aplicar una configuración de varias llantas. Tanto en este caso como en el anterior, la superficie de apoyo se tipifica como una cimentación "líquida" o elástica, en una losa muy grande.
- ❖ Método de elementos finitos: este enfoque es más razonable en los casos en que se analice una serie de capas apoyadas en una superficie líquida o de Winkler, con mecanismo de transferencias de carga entre las juntas (pasajuntas en las juntas o fricción entre las paredes de las grietas). El apoyo "líquido" de las losas se puede asemejar a una serie de resortes independientes entre sí. De esta manera, las deflexiones en un punto, debido a las cargas aplicadas en él, será sólo función directa a esta última, e independiente a las fuerzas aplicadas en otros puntos.

Soluciones cerradas

La primera solución se refiere a la acción de una carga concentrada en una esquina de la losa. Según se refiere en la Fig. 7.6, los esfuerzos respecto a una diagonal son simétricos. En estas circunstancias, el momento en una sección situada a una distancia x respecto de la esquina será Px . El ancho de esta sección de corte es de $2x$. Despreciando la presencia de la capa de apoyo, el esfuerzo de tensión en la parte superior de la losa sería:

$$\sigma_c = \frac{Px}{1/6 \cdot (2x) h^2} = \frac{3P}{h^2} \quad \text{Ec. 7.11}$$

σ_c es el esfuerzo debido a las cargas, P la carga concentrada y h , el espesor de la losa. Como se puede ver, según estas fórmulas los esfuerzos son independientes de la distancia x de la sección en la que se pretenda investigar el esfuerzo en el lecho superior de la losa. Dado que cuando x tiende a cero, es decir, cuando se investiga el esfuerzo casi en la esquina, la influencia de la reacción de la capa de apoyo es prácticamente despreciable. Cuando la carga se hace más interior, entonces la reacción hacia arriba se vuelve importante. Para el caso de que la carga sea circular, de diámetro a , tal como aparece en la parte b de la fig. anterior:

$$\sigma_c = \frac{3p}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0.6} \right] \quad \text{Ec. 7.12}$$

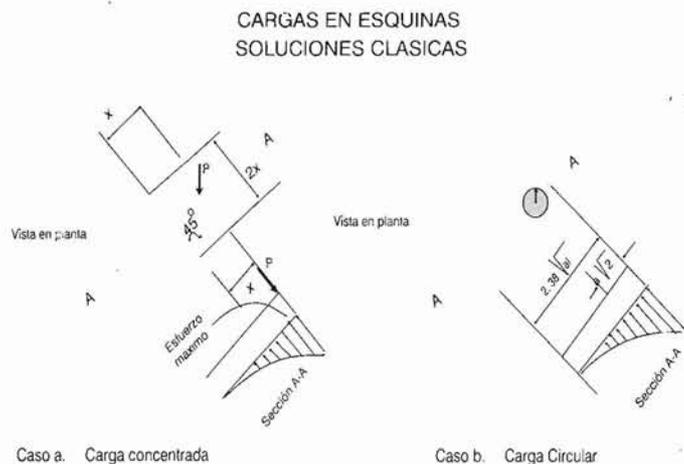


Figura 7.6 Condiciones de carga

$$\Delta_c = \frac{P}{kl^2} \left[1.1 - 0.88 \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right) \right] \quad \text{Ec. 7.13}$$

En donde Δ_c es la deflexión en la esquina, l es el radio de la rigidez relativa, a el radio del área de contacto que se considera, y k es el módulo de reacción del apoyo de la losa. Cabe aclarar que según esta teoría, el momento máximo ocurre a una distancia de la esquina igual a $2.38 \sqrt{a \cdot l}$. Las ecuaciones anteriores son iguales para el caso particular de que $a=0$, o sea, carga concentrada. Otros autores⁴ han encontrado valores diferentes para los esfuerzos y deflexiones al reevaluar las fórmulas de Westergaard:

$$\sigma_c = \frac{3p}{h^2} \left[1 - \left(\frac{C}{l} \right)^{0.72} \right] \quad \text{Ec. 7.14}$$

$$\Delta_c = \frac{P}{kl^2} \left[1.205 - 0.69 \frac{C}{l} \right] \quad \text{Ec. 7.15}$$

Aquí c sería la longitud del cuadrado que representa el área de contacto. Ahora la distancia de máximo momento, contada a partir de la esquina sería: $1.80 c^{0.32} l^{0.59}$. Para el caso de un área circular, el valor de a sería aquél que represente un área igual a la cuadrada:

$$\Delta_c = 1.77 \cdot a \quad \text{Ec. 7.16}$$

Ejemplo

En la siguiente figura se presenta una losa sujeta a una carga en esquina. Sea $k = 2.76 \text{ kg/cm}^3$, $h = 25 \text{ cm}$, $a = 15 \text{ cm}$, y $P = 4.5 \text{ ton}$, calcúlense los esfuerzos y deflexiones, mediante las ecs. 12 y 13.

Supóngase $E = 281,228 \text{ kg/cm}^2$ y $\nu = 0.15$

De la ecuación 7.9

$$l = \left[\frac{281,288 \cdot (25)^3}{12 \cdot (1 - 0.15) \cdot 2.7} \right]^{0.25}$$

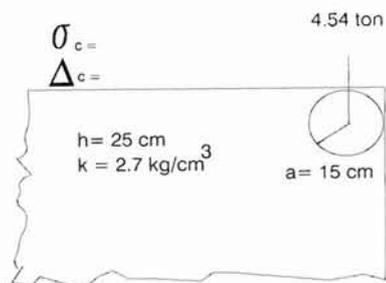


Figura 7.7 Ejemplo de aplicación.

$$l = \left(\frac{4,394,187,500}{31.671} \right)^{0.25}$$

$$l = (138,744,829.7)^{0.25} = 108.53 \text{ cm}$$

De la ecuación 7.12

$$\sigma_c = \frac{3 \cdot 4.54}{(25)^2} \left[1 - \left(\frac{15 \sqrt{2}}{108.53} \right)^{0.6} \right] = 13.6 \text{ kg/cm}^2$$

De la ecuación 7.13

$$\Delta_c = \frac{4540}{2.7 \cdot 11,778.7} \left[1.1 - 0.88 \left(\frac{15 \sqrt{2}}{108.53} \right) \right] = 0.132 \text{ cm}$$

De la ecuación 7.14 y 7.16

$$\sigma_c = \frac{3 \cdot 4540}{625} \left[1 - \left(\frac{26.58}{108.53} \right)^{0.72} \right]$$

si $C = 1.772 \cdot 15 = 26.58$

$$\sigma_c = 13.878 \text{ kg/cm}^2$$

El cual es 2% mayor que el σ_c calculado anteriormente.

De la ecuación 7.15 y 7.16

$$\Delta_c = \frac{4540}{2.7 \cdot (108.53)^2} \left[1.205 - 0.69 \left(\frac{26.58}{108.53} \right) \right]$$

$$\Delta_c = 0.1479 \text{ cm}$$

12 % mayor que el calculado con anterioridad

7.3.1 Carga interior

Westergaard (1926)⁵ desarrolló las primeras formulaciones racionales para determinar los esfuerzos en el interior de las losas debidos a cargas con áreas circulares de radio a :

$$\sigma_i = \frac{3(1+\nu)P}{2\pi h^2} \left[\ln \left(\frac{l}{b} \right) + 0.6159 \right] \quad \text{Ec. 7.17}$$

En donde :

l = radio de rigidez relativa

$b = a$ Cuando $a \geq 1.724 h$

$$b = \sqrt{1.6 a^2 + h^2} - 0.675h \quad \text{cuando } a \geq 1.724 h$$

La ecuación anterior, cuando $v = 0.15$ se convierte a:

$$\sigma_i = \frac{0.316P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{l}{b} \right) + 1.069 \right] \quad \text{Ec.7.18}$$

La deflexión total debido a una carga interior, según el mismo autor (1939) es:

$$\Delta_i = \frac{P}{8 k l^2} \left[1 + \frac{1}{2 \pi} \left[l \ln \frac{a}{2l} - 0.673 \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right] \right] \quad \text{Ec. 7.19}$$

7.3.2 Cargas en orillas

Westergaard propone soluciones a este problema en diferentes artículos. Sin embargo, el análisis con el método del elemento finito demuestra que:

- * La fórmula original de 1926 para deflexiones es correcta
- * La fórmula original (1926) para esfuerzos no es correcta

En 1948, Westergaard propuso las siguientes ecuaciones generales para determinar los esfuerzos y deflexiones producidos por cargas elípticas y semielípticas colocadas en las orillas. Estas ecuaciones son, con mucho, las definitivas, y ya se ha demostrado su corrección⁶. Para el caso de áreas circulares, las acotaciones en los ejes mayores y menores de las elipses se hacen equivalentes a cargas de radios a :

$$\sigma_{\text{circulares}} = \frac{3(1+v)P}{\pi(1+v)h^2} \left[L \ln \left(\frac{Eh^3}{100ka^4} \right) + 1.84 - \frac{4v}{3} + \frac{1-v}{2} + \frac{1.18(1+2v)a}{l} \right] \quad \text{Ec. 7.20}$$

$$\sigma_{\text{semicirculares}} = \frac{3(1+v)P}{\pi(3+v)h^2} \left[L \ln \left(\frac{Eh^3}{100ka^4} \right) + 3.84 - \frac{4v}{3} + \frac{(1+2v)a}{2l} \right] \quad \text{Ec. 7.21}$$

$$Pd = \pi (0.3L)^2 + (0.4L)(0.6L) = 0.5227 L^2$$

L

o

$$L = \sqrt{\frac{Pd}{0.5227q}}$$

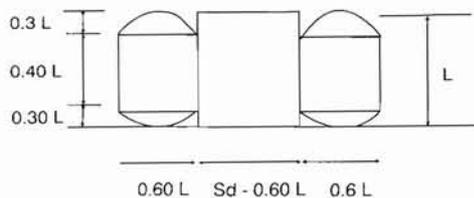
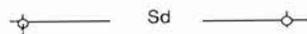


Figura 7.8 Método para convertir cargas dobles a áreas circulares.

$$\Delta_{e(\text{circular})} = \frac{\sqrt{2 + 1.2 v P}}{\sqrt{E h^3 k}} \left[1 - \frac{(0.76 + 0.4v) a}{l} \right] \quad \text{Ec. 7.22}$$

$$\Delta_{e(\text{semicircular})} = \frac{\sqrt{2 + 1.2 v P}}{\sqrt{E h^3 k}} \left[1 - \frac{(0.323 + 0.17v) a}{l} \right] \quad \text{Ec. 7.23}$$

Las ecuaciones anteriores se pueden escribir, para $v = 0.15$:

$$\sigma_{a(\text{circular})} = \frac{0.803 P}{h^2} \left[4 \log \frac{l}{a} + 0.666 \left(\frac{a}{l} \right) - 0.034 \right] \quad \text{Ec. 7.24}$$

$$\sigma_{a(\text{semicircular})} = \frac{0.803 P}{h^2} \left[4 \log \frac{l}{a} + 0.282 \left(\frac{a}{l} \right) + 0.650 \right] \quad \text{Ec.7.25}$$

$$\Delta_{e(\text{circular})} = \frac{0.431 P}{k l^2} \left[1 - 0.82 \left(\frac{a}{l} \right) \right] \quad \text{Ec.7.26}$$

$$\Delta_{e(\text{semicircular})} = \frac{0.431 P}{k l^2} \left[1 - 0.349 \left(\frac{a}{l} \right) \right] \quad \text{Ec.7.27}$$

7.3.3 Llantas dobles

Según se observa en las ecuaciones anteriores, la mayor parte de las fórmulas se aplica a cargas circulares. Cuando existen ejes dobles, se debe realizar la equivalencia. Normalmente, en los análisis de pavimentos flexibles se obtienen esfuerzos muy grandes cuando las cargas son iguales, pero no cuando el área de contacto circular se supone igual a la proyectada por las llantas dobles. De esta manera, en pavimentos rígidos el área a considerar deberá ser sensiblemente mayor.

En la Fig. 7.8 se presenta un esquema de un sistema de llantas dobles. Se han obtenido resultados razonables cuando se plantea la hipótesis de que el área circular equivalente es igual a la suma del área de las llantas dobles más el área comprendida entre ellas, es decir, la que está entre $Sd - 0.6L$, según la figura.

Además, si Pd es la carga sobre una rueda, y si q es la presión de contacto, el área de cada llanta será:

$$\frac{Pd}{q} = \pi (0.3L)^2 + (0.4L)(0.6L) = 0.5227 L^2$$

Si el área de un círculo equivalente es πa^2 , el radio del área de contacto será:

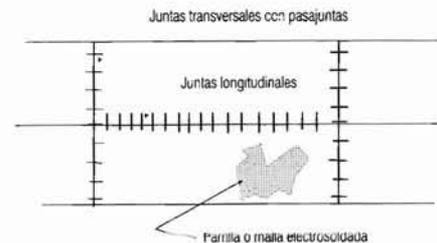


Figura 7.9 Acero de refuerzo y juntas en pavimentos de concreto.



Figura 7.10 Desarrollo de esfuerzo debido a fricción

$$a = \sqrt{\frac{0.8521Pd}{q\pi} + \left(\frac{Sd}{\pi}\right)\left(\frac{Pd}{0.5227q}\right)^{1/2}} \quad \text{Ec. 7.28}$$

7.4 ESFUERZOS DEBIDOS A FRICCIÓN

Los esfuerzos de fricción en la interfase losa-capa de apoyo afecta al concreto, a las varillas de sujeción, e incluso al acero de refuerzo, cuando éste existe. Para pavimentos de concreto sin refuerzo, el espaciamiento de juntas deberá proponerse de manera que la fricción no provoque grietas.

La cuantía y distribución del acero entre juntas longitudinales (o las varillas de sujeción) también serán función de los esfuerzos esperados. La Fig. 7.9. muestra una geometría típica de pavimentos reforzados.

7.5 CAMBIOS VOLUMETRICOS EN EL CONCRETO

Según se mencionó al inicio del presente capítulo, los cambios de temperatura y de humedad hacen que las losas experimenten movimientos por cambios de volumen. De esta manera se presentan esfuerzos de compresión y de tensión en el fondo de la losa de manera alternada, dependiendo de la hora del día. Como resultado de todo ello y si no se toman las medidas preventivas, se presentan grietas incontroladas.

Otro efecto es la abertura en juntas, con la consiguiente reducción en la eficiencia de la transferencia de cargas entre las losas contiguas.

Esfuerzos por fricción

En la Fig. 7.10 se muestra una sección de losa sujeta a una reducción de la temperatura. La losa tenderá a moverse de las orillas hacia el centro por simetría; sin embargo, la capa de apoyo tenderá a restringir este movimiento, generándose así los esfuerzos de fricción.

Lógicamente, hacia el centro estos esfuerzos serían cero, ya que ahí no existe movimiento. El máximo se presenta a cierta distancia del centro. Para propósitos prácticos se puede asignar un coeficiente de fricción constante, f_a , a lo largo de la losa. En estas circunstancias, y según la parte a) de la figura anterior, el esfuerzo máximo de tensión que se genera en el centro de la losa, σ_c , en términos de fuerza $\sigma_c \cdot h$, se puede igualar con la fuerza por unidad de ancho: $\gamma_c \cdot h \cdot L \cdot f_a / 2$ según la ya citada figura. Así:

$$\sigma_c = \frac{\gamma_c \cdot L \cdot f_a}{2} \quad \text{Ec. 29}$$

σ_c es el esfuerzo en el concreto, γ_c es el peso volumétrico del concreto, L es la longitud de la losa, f_a es el promedio del coeficiente de fricción en la interfase losa-capa de apoyo, normalmente del orden de 1.5

7.6 MOVIMIENTOS DE JUNTAS

El movimiento de las losas depende de las características de contracción del concreto. El movimiento de una sección se puede estimar mediante la expresión:

$$\Delta L = f_a \cdot L (\alpha \Delta T + \epsilon) \quad \text{Ec. 7.30}$$

ΔL = cambio en la longitud de la losa, en cm.

f_a = coeficiente de fricción losa-capa de apoyo, (0.65 y 0.80 para materiales estabilizados y granulares sin estabilizar, respectivamente.

L = longitud de la losa, en mm.

α = el coeficiente de expansión térmica (ver tabla anexa).

ΔT = el rango máximo de temperatura esperado. Normalmente la temperatura máxima al colar el concreto menos la temperatura ambiente mínima.

ϵ = el coeficiente de contracción del concreto. Ver tabla anexa.

Tabla 7.1 Variación del coeficiente de contracción del concreto, ϵ en función de la resistencia a la tensión indirecta

Prueba Brasileña, en kg/cm ²	Coefficiente de contracción (deformación) x 10 ⁻⁴
< 21	8
28	6
35	4.5
42	3
> 49	2

Por otro lado, a continuación se presentan a manera de guía algunos valores típicos del coeficiente de expansión térmica:

Material	Coeficiente de expansión térmica, $\times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$
Cuarzo	11.9
Arenisca	11.7
Grava	10.8
Granito	9.5
Basalto	8.6
Caliza	6.8

Ref. American Concrete Pavement Association, TB-012.0

Cabe señalar que los movimientos de losas son más significativos en las juntas transversales, mientras que en las juntas a lo largo entre las juntas longitudinales son despreciables. Lo mismo ocurre en las juntas de acotamientos. En estos casos, las varillas de sujeción no permitirán el libre movimiento de las losas.

A pesar del poco movimiento esperado en las juntas longitudinales, en especial en los acotamientos, será necesario aplicar sellante a fin de evitar la infiltración. Esto es especialmente cierto en las zonas con pendientes, tal como en curvas, hacia la zona de acotamientos, en donde se pueden presentar escurrimientos de agua.

Transmisión del cortante losa-losa por fricción

Este tipo de transmisión es la producida por el corte parcial del concreto para fabricar la grieta sin el empleo de pasajuntas. La acción de fricción en las caras de una grieta o junta provocada en una sección del concreto se origina por las caras expuestas del agregado grueso del concreto. En el caso de juntas fabricadas con serrado, normalmente aparecerá una grieta por abajo del corte. Esta región trabajará a fricción, al ser solicitada por las cargas dinámicas de tránsito. Este mecanismo de transferencia de carga (ver concepto más adelante) funciona mejor en caminos con una sub-base estabilizada, o con una que no sea muy susceptible a la erosión. Además, funciona bien en caminos con bajo porcentaje de tránsito pesado. De acuerdo con experiencias en este tipo de juntas (Ref. 8) este tipo de juntas funciona mejor bajo las siguientes circunstancias:

- * Losas con espesores considerables mayores de 20 cm; 25m en donde exista suficiente área expuesta.
- * Espaciamientos menores de las juntas ($< 5\text{m}$)
- * Capas de apoyo rígidas. Sub-bases con altos valores del módulo de reacción, k .
- * Liga en las orillas (utilización de barras o varillas de sujeción en acotamientos de concreto o ampliación de los carriles en las orillas).

- * Buen drenaje en los suelos de cimentación. Suelos naturales de tipo granular, o bien de tipo fino pero con sistemas de sub-drenaje eficientes.
- * Buen drenaje interno (tubos colectores, sub-bases y bases drenantes, cunetas, etc.).
- * El tipo de agregado es crucial en pavimentos que sólo cuenten con este tipo de transferencia de carga. Para concretos con tamaños máximos de 1/2" los beneficios de la trabazón son marginales. Los agregados duros y con tamaño mínimo de 3 cm ofrecen ya resultados satisfactorios. Los agregados del tipo angular o triturados ofrecen mejor fricción, desde luego, que aquellos agregados de origen aluvial (redondeados).

Se han obtenido buenos resultados con transferencias de carga a fricción cuando los espaciamientos son cortos y el volumen de tránsito pesado es bajo (entre 80 a 120 camiones). Diversos estudios⁷ han demostrado que para provocar fallas apreciables en un pavimento sin pasajuntas, se requieren alrededor de 4 a 5 millones de ejes sencillos equivalentes acumulados de 18 Kips.

7.7 ESFUERZOS EN EL ACERO

El acero se utiliza ya sea como refuerzo interior en la masa del concreto o como elemento transmisor de carga en las juntas (pasajuntas). El diseño del refuerzo transversal y longitudinal, así como el de las varillas de sujeción se fundamenta en el desarrollo de fricción.

Refuerzo

Las mallas electrosoldadas y los emparrillados de varillas delgadas no cumplen una función estructural en los pavimentos rígidos. Más bien su uso se justifica para minimizar y/o controlar los agrietamientos por temperatura, asimismo, cumplen dos propósitos: 1) incrementar el espaciamiento de juntas y 2) mantener ligadas las diferentes secciones agrietadas de losas, para que de esta manera se obtenga una satisfactoria transferencia de carga entre juntas y grietas. Normalmente en el diseño de mallas se considera que éstas últimas atraen todos los esfuerzos de tensión. Así, según la ec. 29:

$$\sigma_c = \frac{\gamma_c \cdot L \cdot Fa}{2} \quad \text{Si } \sigma_{ch} = A_s \cdot f_s \Rightarrow A_s = \frac{\gamma_c \cdot h \cdot L \cdot fa}{2f_s}$$

Ec.7.31

Donde:

A_s = área de acero requerida por unidad de ancho.

f_s = es el esfuerzo permisible en el acero.

Como resulta lógico, la cantidad del acero es función de la geometría de la losa. Esta cantidad de acero es para el centro de la losa. Presumiblemente hacia las orillas deberá reducirse dicha cantidad. Sin embargo, es común en la práctica distribuir

Tabla 7.3 Nominación y tamaño de mallas

Tamaño de malla				área transversal, pulg. ² /ft espaciamiento centro - centro, pulgadas						
Lisa	Corrugada	Diámetro, Pulgadas	Peso Lb/ft ²	2	3	4	6	8	10	12
w31	D31	0.628	1.054	1.86	1.24	0.93	.62	.465	0.372	0.31
W30	D30	0.618	1.020	1.80	1.20	0.90	.60	0.45	0.36	0.30
w28	D28	0.597	0.952	1.68	1.12	0.84	.56	0.42	0.336	0.28
W26	D26	0.575	0.934	1.56	1.04	0.78	.52	0.39	0.312	0.26
W24	D24	0.552	0.816	1.44	0.96	0.72	.48	0.36	0.288	0.24
W22	D22	0.529	0.748	1.32	0.88	0.66	.44	0.33	0.264	0.22
W20	D20	0.504	0.680	1.20	0.80	0.66	.40	0.30	0.24	0.20
W18	D18	0.478	0.612	1.08	0.72	0.54	.36	0.27	0.216	0.18
W16	D16	0.451	0.544	0.96	0.64	0.48	0.32	0.24	0.192	0.16
W14	D14	0.422	0.476	0.84	0.56	0.42	0.28	0.21	0.168	0.14
W12	D12	0.39	0.408	0.72	0.48	0.36	0.24	0.18	0.144	0.12
W11	D11	0.374	0.374	0.66	0.44	0.33	0.22	0.165	0.132	0.11
W10.5		0.366	0.357	0.63	0.42	0.31	0.21	0.157	0.126	0.105
W10	D10	0.356	0.340	0.60	0.40	0.30	0.20	0.15	0.12	0.10
W9.5		0.348	0.323	0.57	0.38	0.285	0.19	0.142	0.114	0.095
W9	D9	0.338	0.306	0.54	0.36	0.27	0.18	0.135	0.108	0.09
W8.5		0.329	0.289	0.51	0.34	0.255	0.17	0.127	1.102	0.085
W8	D8	0.319	0.272	0.48	0.32	0.24	0.16	0.12	0.096	0.08
W7.5		0.309	0.255	0.45	0.30	0.225	0.15	0.112	0.09	0.075
W7	D7	0.298	0.238	0.42	0.28	0.21	0.14	0.105	0.084	.07
W6.5		0.288	0.221	0.39	0.26	0.195	0.13	0.097	0.078	.065
W6	D6	0.276	0.204	0.36	0.24	0.18	0.12	0.09	0.071	0.06
W5.5		0.264	0.187	0.33	0.22	0.165	0.11	0.082	0.066	0.055
W5	D5	0.252	0.170	0.30	0.20	0.15	0.10	0.075	0.06	0.05
W4.5		0.240	0.153	0.27	0.18	0.135	0.09	0.067	0.054	0.045
W4	D4	0.225	0.136	0.24	0.16	0.12	0.08	0.06	.048	0.04

las mallas de armado de manera uniforme. En la tabla 7.3 se reproduce una tabla con dimensiones para las mallas de refuerzo preparada por la Wire Reinforcement Institute (WRI, 1975):

Algunas recomendaciones del Instituto de Mallas de Refuerzo (WRI) so las siguientes:

- * Dado que las mallas estarán sujetas a momentos flexionantes, los alambres transversales y longitudinales no deberán ser menores a la nominación W4 o D4.
- * La separación entre los alambres que constituyen las mallas no deben ser menores a 10 cm, ello con el fin de mejorar la calidad de colocación del concreto. Las separaciones entre alambres que forman las mallas no deberán ser mayores a 30.5 y 61 cm en los alambres de la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.
- * Los traslapes hacia los extremos de losa que normalmente se hacen, deberán realizarse en un ancho del orden de 30 veces el diámetro del alambre que corre en la dirección longitudinal y nunca será menor a 30 cm. En las orillas será del orden de 20 veces el

diámetro el diámetro del alambre transversal y nunca menor a 15 cm.

- * La malla deberá extenderse del orden de 5 cm, pero no más de 15 cm hacia la parte exterior de las orillas de las losas. La altura de colocación, contada a partir de la superficie de la losa, no deberá ser menor a 6 cm ni mayor a la mitad del espesor de la losa.

Barras de sujeción

Se utilizan en las juntas longitudinales para ligar dos losas contiguas, de modo que se garantice una buena transferencia de carga entre tales elementos. La cantidad de acero se puede estimar también según la fórmula anterior con una ligera modificación:

$$A_s = \gamma_c \cdot h \cdot L \cdot f_a / 2f_s \quad \text{Ahora } A_s = \gamma_c \cdot h \cdot L' \cdot f_a / 2f_s \quad \text{Ec. 7.32}$$

As es nuevamente el área de acero requerida por unidad de longitud de losa, y L' es la distancia de la junta longitudinal a hasta el extremo libre que no cuente con pasajuntas o barras de sujeción. En el caso de caminos con dos o más carriles, L'

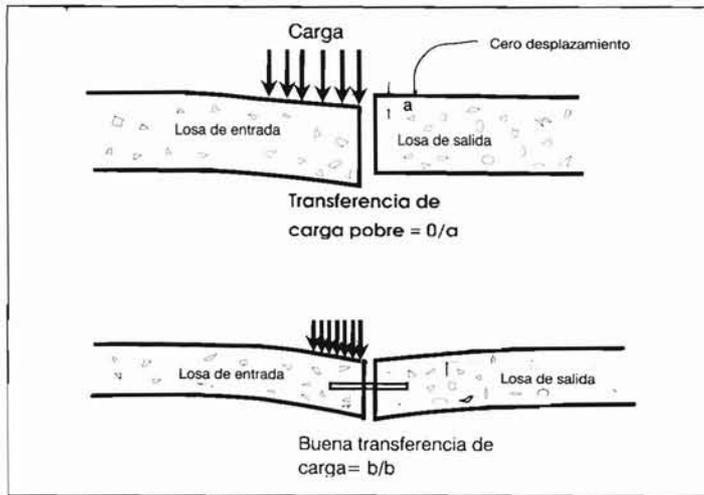


Figura 7.11 Concepto de transferencia de carga

es el ancho del carril. A manera de ejemplo, en el caso de utilizar barras de sujeción en todas las juntas (en total tres) de un camino con cuatro carriles, L' sería igual al ancho de carril para las juntas exteriores, y el doble del ancho de carril para la junta intermedia.

La longitud de las barras de sujeción es función del esfuerzo permisible de adherencia. Para varillas corrugadas se puede suponer un esfuerzo de adherencia del orden de 25 kg/cm^2 . La longitud de las barras resulta de considerar su resistencia a la fricción:

$$t = 2 \left(\frac{A_1 f s}{\mu \Sigma o} \right) \quad \text{Ec. 7.33}$$

t es la longitud de la barra o varilla de sujeción, μ el esfuerzo permisible de adherencia, A_1 área de una varilla, Σo el perímetro de la varilla. Así, para una varilla de diámetro d , perímetro $\Sigma o = \pi d$ y área $A_1 = \pi d^2 / 4$, resulta:

$$t = \frac{1}{2} \left(\frac{f s d}{\mu} \right) \quad \text{Ec. 7.34}$$

Se recomienda incrementar el valor " t " en 8 cm, para tomar en cuenta esviamientos en las varillas. Es común emplear varillas del No 4, con una longitud de 90 cm, espaciadas en longitudes que van de 76 a 102 cm.

7.8 PASAJUNTAS Y DISTRIBUCION DE JUNTAS

Existen formas teóricas de estimar diámetros y longitudes de pasajuntas, sin embargo, es común emplear criterios prácticos para su diseño. La tabla 7.4 (de acuerdo con la PCA⁸) muestra algunos valores recomendados a manera de guía:

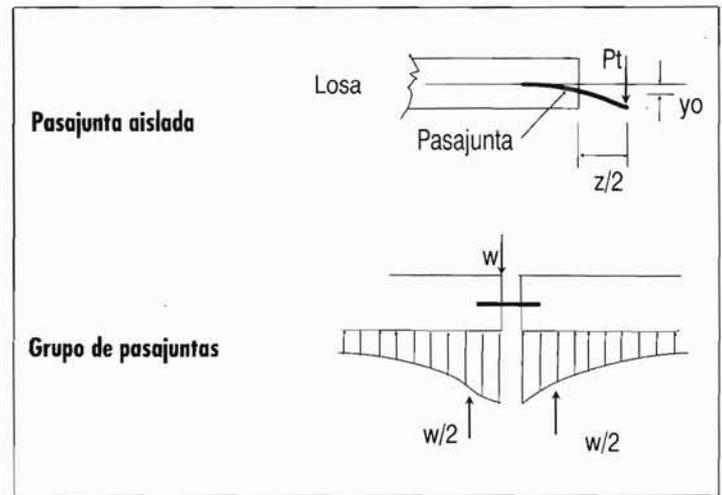


Figura 7.12 Carga en una pasajunta individual

Espesor de losa, cm	Diámetro de pasajunta, Pulgadas	Longitud de pasajunta, cm
12.5	5/8	30
15	3/4	36
18	7/8	36
20	1	36
23	1 1/8	40
25	1 1/4	46
28	1 3/8	46
31	1 1/2	51

Nota: la separación horizontal c/c es de 30 cm

Sin embargo, es recomendable emplear pasajuntas de diámetros de $1 \frac{1}{4}$ " para espesores de losa mayores de 25 cm, y de 1 " para espesores iguales o menores a 25 cm.

7.8.1 Diseño de pasajuntas

Las pasajuntas se colocan para transmitir las cargas de una losa a otra. Dependiendo de las deflexiones que experimenten dos losas ligadas por pasajuntas, al ser solicitadas por el tránsito, se tendrá mayor o menor eficiencia, ver Fig. 7.11.

Conceptualmente, se observa que en la primera parte de la figura no se transmite la carga de una losa hacia la otra, mientras que en la segunda parte, la acción de la pasajunta permite que la carga del vehículo, tanto cuando entra como cuando sale, se distribuya entre las dos losas. Es así que la transferencia de carga puede definirse como la capacidad que tengan dos secciones de losa para transmitir parte de la carga aplicada de una sección a otra. Se mide por lo que se denomina "Factor de Eficiencia", Ref. 7:

$$E = \frac{2 (\text{Def.})_{\text{desc.}}}{(\text{def.})_{\text{cargada}} + (\text{def.})_{\text{desc.}}} \quad \text{Ec. 7.35}$$

$(\text{def.})_{\text{cargada}}$ y $(\text{def.})_{\text{desc.}}$ son las deflexiones de la losa del lado cargado y descargado, respectivamente.

La efectividad de las juntas puede evaluarse en campo, ya sea en términos de desplazamientos o en términos de esfuerzos:

$$J_{es} = \frac{\sigma_u}{\sigma_l} \quad \text{Ec. 7.36}$$

En donde:

J_{es} = eficiencia ante esfuerzos en la junta.

σ_u = esfuerzo en la losa sin carga.

σ_l = esfuerzo en la losa cargada en la zona de la junta.

En el mercado ha aparecido una gran cantidad de programas de computadora para calcular los desplazamientos y esfuerzos en diferentes zonas de la losa (incluyendo las juntas), en particular el análisis de transferencias en las pasajuntas. En su gran mayoría, todos los programas contemplan comportamientos lineales en el conjunto de pavimento.

El tamaño y espaciamiento de las pasajuntas viene regido por el esfuerzo permisible de la pasajunta ante cortante, así como la misma resistencia, pero ahora del concreto. El esfuerzo portante permisible vendrá entonces definido en la forma:

$$f_b = \left[\frac{4-d}{3} \right] f'c \quad \text{Ec. 7.37}$$

Aquí, f_b es el esfuerzo máximo a que la pasajunta puede estar sujeta, en kg/cm^2 , d es el diámetro de la pasajunta, y $f'c$ es la resistencia a la compresión del concreto. Suponiendo que la pasajunta se comportara como una viga en cantiliver, y el concreto se modelara como una cimentación de Winkler, la máxima deflexión, de acuerdo con la Fig. 7.12⁹, sería:

$$y_o = \frac{Pt [2 + \beta \cdot z]}{4 \beta^3 E_d I_d}$$

En donde y_o representa la deflexión de la pasajunta en la cara de la junta, Pt la carga en una pasajunta, z el ancho de la junta, E_d es el módulo de elasticidad de la pasajunta, I_d es el momento de inercia de la pasajunta, β es la rigidez relativa de una pasajunta empotrada en el concreto. Si se sabe que:

$$I_d = (1/64) \pi d^4 \quad \beta = \sqrt{\frac{k \cdot d}{4 \cdot E_d \cdot I_d}} \quad \text{Ec. 7.38}$$

En donde k representa el módulo de reacción del apoyo de la pasajunta, la cual varía entre $8,000 \text{ kg/cm}^3$ a $41,520 \text{ kg/cm}^3$, d el diámetro de pasajuntas. La ecuación del esfuerzo queda en términos de la deflexión:

$$\sigma = k y_o = \frac{kPt (2 + \beta z)}{4 \beta^3 E_d I_d} \quad \text{Ec. 7.39}$$

Esta ecuación se deberá comparar con el valor que proporciona la Ec. 37, o sea, el permisible. Si el esfuerzo debido a Pt es mayor que el calculado por esta última ecuación, entonces se deberá reducir el espaciamiento entre pasajuntas, o incrementar el diámetro de ésta.

7.8.2 Acción de grupo de las pasajuntas

Tal como se muestra en las dos últimas figuras, si al paso de los vehículos las losas se deforman igual o casi, se dice que tienen una eficiencia del 100 %. En estas circunstancias, las reacciones serían iguales y cada una tendría un valor de $1/2 W$. Esta fuerza representa la fuerza total transferida por cada grupo de pasajuntas. Cuando no existe eficiencia del 100 %, como en el caso de pavimentos ya de edad, las reacciones debajo de las losas con carga serán mayores a $0.5 W$, mientras que en las losas descargadas la reacción será menor a tal valor. Ver la Fig. 7.12.

A partir de las ecuaciones de Westergaard, Friberg (Ref. 9) encontró que el máximo momento negativo debido a condiciones de carga en interior y orilla ocurre a una distancia de $1.80 l$ a partir de los puntos de aplicación de las cargas, donde l (según se establece en la ec. 7.9) es el radio de rigidez relativa. De aquí se infiere que el cortante en la pasajunta, al ser cero cuando el momento es máximo, variará de manera inversa con la distancia que tengan éstas con el punto de aplicación de las cargas. El cortante será máximo en las pasajuntas bajo las cargas o las más próximas a ellas, y cero a una distancia de $1.8 l$.

7.8.3 Diseño de juntas

Las juntas se crean para evitar que las grietas inducidas por secado, temperatura y cambios en los contenidos de agua se presenten de manera desordenada, sin patrones geométricos. Existen cinco tipos genéricos:

Juntas transversales de contracción

Son las que se construyen ortogonalmente al eje de trazo del pavimento. Su espaciamiento es para evitar agrietamiento provocado por los esfuerzos debidos a cambios de temperatura, humedad y secado.

Juntas transversales de construcción

Son las ejecutadas al final de cada día de labores, o aquéllas realizadas por necesidad de proyecto en instalaciones o estructuras existentes. Ejemplo: cambios de pendientes para dar el gálibo en puentes, así como en aproches de puentes. Normalmente se planean con toda oportunidad desde la etapa de planeación.

Juntas transversales de expansión/ aislantes

Son aquéllas que permiten el movimiento horizontal o los desplazamientos del pavimento respecto a estructuras existentes como estribos de puentes, losas de aproches, alcantarillas, etc.

Juntas longitudinales de contracción

Son aquellas juntas que dividen a los carriles en la dirección longitudinal, o las ejecutadas en donde se construyen dos o más anchos de carriles al mismo tiempo.

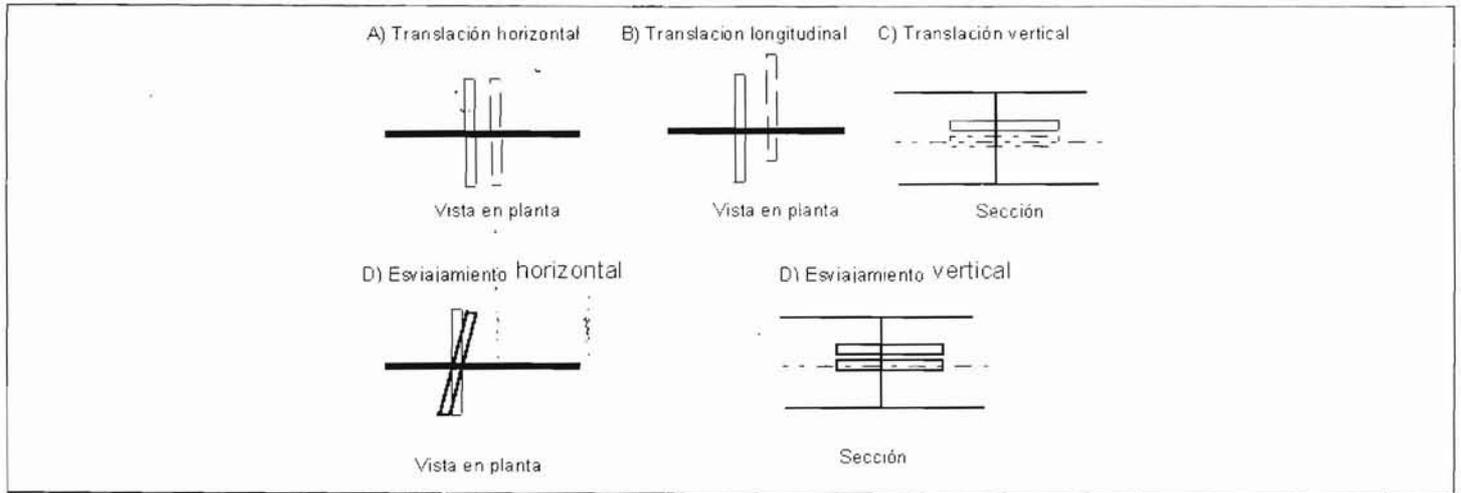


Figura 7.13 Efecto de pasajuntas mal alineadas.

Juntas longitudinales de construcción

Son aquellas juntas existentes entre dos carriles construidos en diferentes etapas.

La principal función de las juntas transversales es evitar la formación aleatoria de agrietamientos. Aparte del espesor, el espaciamiento está influenciado por cambios en agregados, diseño de las mezclas y método de curado. Normalmente, el espaciamiento varía entre 4 y 6 m, dependiendo de los espesores. En carreteras no son aconsejables separaciones mayores a 6 m. Cuando el pavimento cuenta con malla de refuerzo junto con pasajuntas, no se aconsejan espaciamientos mayores a 10 m. Cuando las separaciones son mayores, se pueden esperar movimientos excesivos que reducen la efectividad del material sellante de las juntas, según se verá más adelante.

Como regla preliminar, el espaciamiento en pies, en pavimentos sin refuerzo, no debe exceder a dos veces el espesor en pulgadas. Por ejemplo, para una losa de 20 cm (8") el espaciamiento sería de 4.9 m (16 ft). También, según la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), la relación del ancho de la losa con su longitud no debe exceder 1.25.

Construcción de juntas transversales

En este tipo de juntas, en que la transferencia de carga sea a través de fricción, o mecánica, a base de pasajuntas, el sistema constructivo juega un papel importante. En el caso de transferencia por fricción es vital que el concreto cuente con buena resistencia en lo general, y en particular que los agregados sean de dureza satisfactoria. Dado que la resistencia suele monitorearse con regularidad, es común contar con buena fricción en las juntas.

Colocación: las pasajuntas se sostienen y se ponen en posición sobre la sub-base utilizando silletas o "canastas". Estas son armaduras de alambroón o de varilla lisa. La sujeción de las pasajuntas con las silletas puede ser mediante amarre o con soldadura.

La colocación de pasajuntas debe ser cuidadosa en cuanto a sus alineamientos vertical y horizontal, a fin de evitar restricciones en los movimientos de las losas en sus extremos.

Desde el inicio del proyecto se deberá contar con las tolerancias de desviaciones de pasajuntas en ambas direcciones. Las pasajuntas deben colocarse enteramente paralelas a la

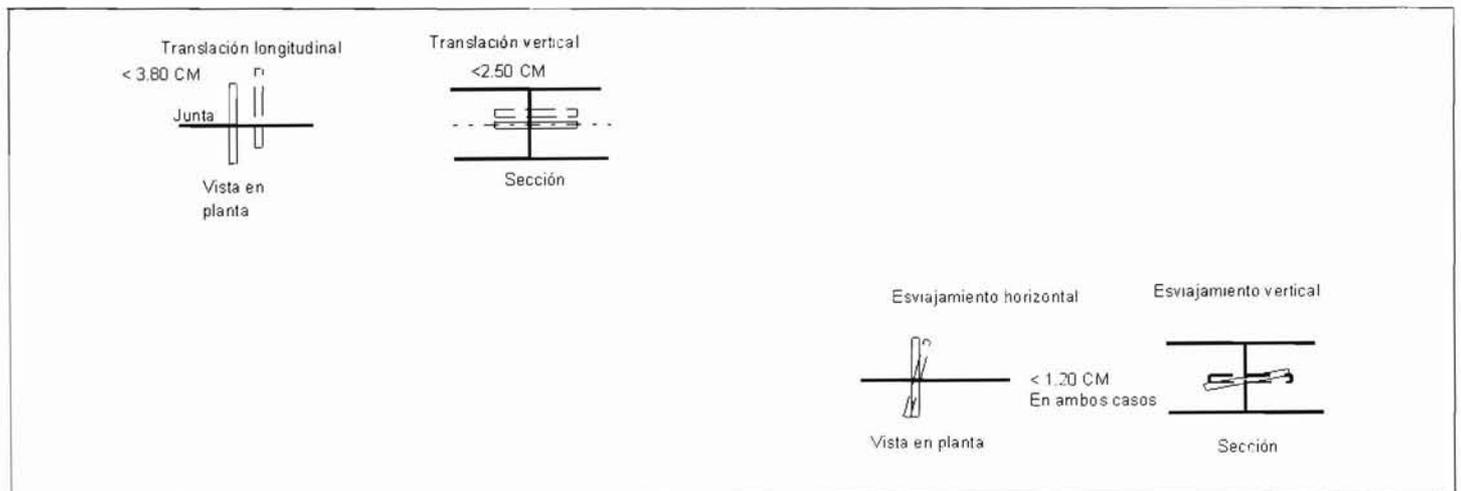
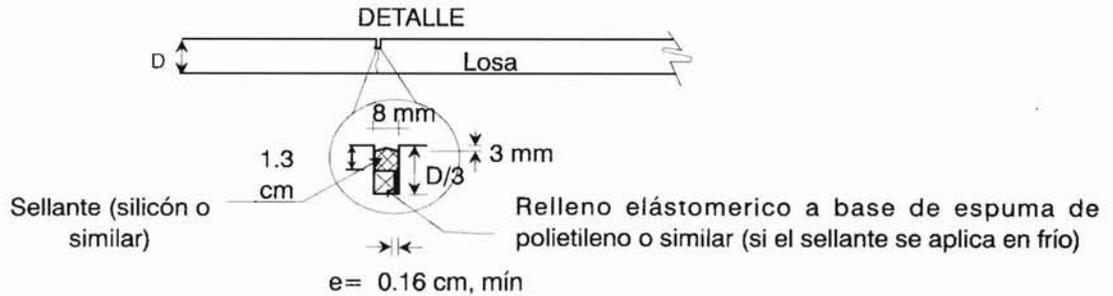


Figura 7.14 Tolerancias sugeridas.



e: indica corte alternativo. En este caso se coloca un cordón de respaldo a base de cáñamo o bién de espuma de polietileno, siempre que el sellante sea del tipo colocado en frío. Si el sellante se coloca en caliente, se recomienda un cordón a base de espuma de poliuretano.

SELLO DE JUNTA TRANSVERSAL (ALTERNATIVO)

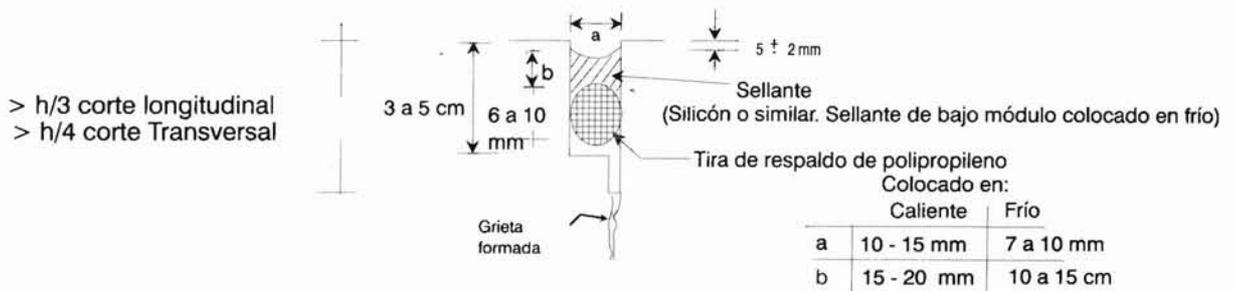


Figura 7.15 Juntas transversales

superficie de apoyo, y en planta deberán también ser paralelas al eje del camino. Son comunes tolerancias del orden de 0.6 cm por cada 30 cm de longitud de pasajunta en las direcciones horizontal y vertical o sus combinaciones.

Normalmente no se tendrán problemas de astillamientos y/o resquebrajamiento en las zonas de juntas debidos a restricciones excesivas al movimiento en las zonas terminales de las losas.

Se resumen a continuación los efectos del tipo de desplazamiento :

Tabla 7.5 Efectos del mal alineamiento de pasajuntas			
Tipo de desplazamiento	Astillamiento	Agrietamiento	Transferencia de carga
A			Si
B			Si
C	Si		Si
D	Si	Si	Si
E	Si	Si	Si

Requerimientos en pasajuntas: de preferencia, las pasajuntas deberán ser lisas y tener engrasada al menos una de sus

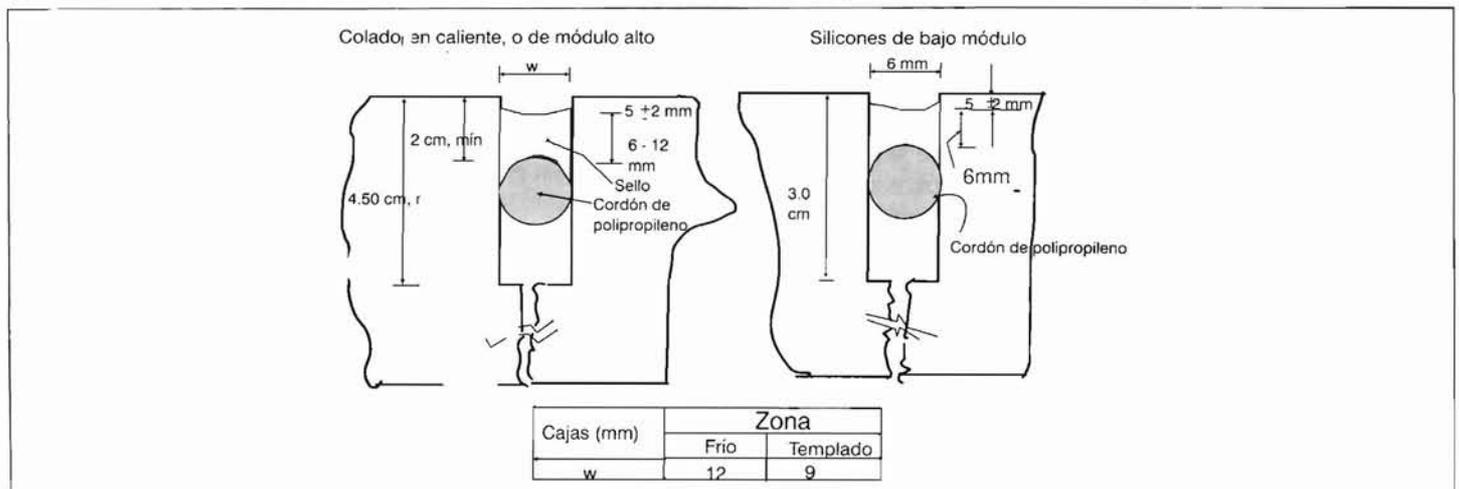


Figura 7.16 Detalles de la caja receptora del sellante

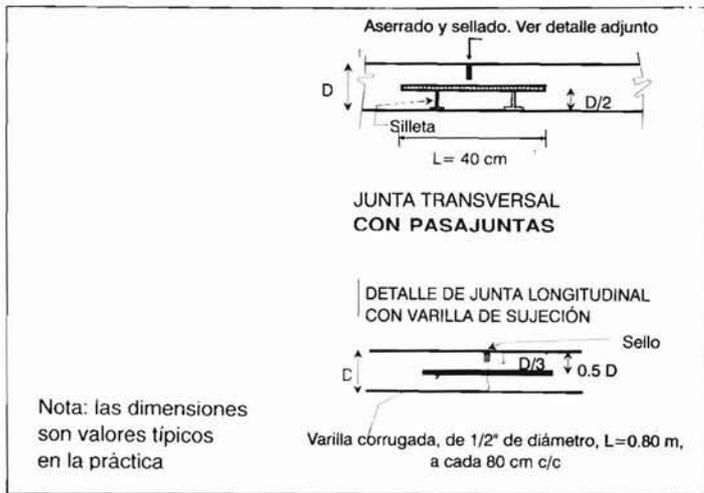


Figura 7.17 Detalles de juntas. (cortes)

mitades. Como lubricante se podrá utilizar productos en base a emulsión asfáltica, parafina, aceite del utilizado como aislante en cimbras, etc. Alternativamente, podrán colocarse encamisados de plástico o PVC para lograr buena lubricación, así como protección ante la corrosión. Los espesores recomendados de la película de lubricante son del orden de 0.013 cm , ya que con este espesor el concreto puede acomodarse alrededor de manera adecuada. Espesores mayores tienden a propiciar que la pasajunta tenga "juego" y no ajuste correctamente dentro del concreto. Por otro lado, la falta de lubricante "rompedor de adherencia" promueve, como ya se mencionó, esfuerzos adicionales que provocan daños en la zona de juntas. El contratista deberá lubricar toda la pasajunta, a fin de que la resistencia a la extracción no sea mayor a 90 kg .

Deberán estar libres de irregularidades, de tal manera que las losas puedan moverse libremente. La uniformidad del acero cumplirá con lo dispuesto en la norma ASTM A615.

Es sumamente importante que el concreto alrededor del acero quede convenientemente compactado y no queden bolsas de aire o segregaciones. Las propiedades anticorrosivas de la pintura a emplear deberá cumplir con la norma AASHTO M254.

7.9 SELLANTES

En las siguientes figuras aparecen detalles de la formación de juntas a través de serrados con discos en cuyos dientes se incrusta diamante o carburo de tungsteno. Se entiende que el serrado se efectuará una vez que el concreto haya endurecido lo suficiente para soportar el corte sin astillamientos o desprendimientos, cuidando de que no se prolongue el tiempo demasiado a fin de evitar agrietamientos prematuros. Normalmente el tiempo promedio de corte estará comprendido entre 4 y 12 horas.

La grieta se presentará una vez realizado el corte. Acto seguido se efectúa un segundo corte (y en algunos casos un tercero) para ensanchar el corte y dar las dimensiones de la caja

que alojará al cordón o tira de respaldo y el material sellante. Este último será del tipo plástico, no necesariamente como se indica en la siguiente figura, esto es, de silicón. El corte para inducir la grieta puede ser sustituido por la inserción de fajas de fieltro, una tira asfáltica, cartón asfaltado, etc.

Las dimensiones que se muestran en las figs. 7.15 y 7.16 son típicas de proyecto, desde luego que cada uno de estos últimos demandará dimensiones particulares. En la Fig. 7.17 se presentan detalles de juntas transversales y longitudinales.

Las del tipo longitudinal pueden hacerse mediante serrado o con machihembrado.

A continuación se presenta el detalle de secciones de pavimento con pasajuntas, mostrando las silletas.

Se insiste en que las dimensiones aquí presentadas se proporcionan a manera de guía. Cada proyecto, en función del tipo de concreto, espaciamientos de juntas, movimientos esperados por temperatura, etc., demandará cajas de sello y geometrías diferentes.

Los sellantes deberán soportar esfuerzos alternados de compresión y de tensión, producidos por los cambios de temperatura y de humedad. En general, existen dos tipos de sellantes:

- ❖ Los formados en campo.
- ❖ Los premoldeados.

Los primeros son aplicados en estado líquido o semilíquido. Los segundos son hechos por fabricantes, tanto en calidad como en forma. Para que los sellantes líquidos sean aplicados con éxito, es necesario realizar las cajas de sellante o factores de forma adecuados para cada tipo de sello. Estos últimos se definen en la Fig. 7.18.

En la figura no aparece la tira de respaldo, sólo aparece cómo se deforma el sellante. Los diferentes tipos de material sellante pueden soportar diferentes niveles de deformación. Las fibras extremas de los sellantes se deforman en función de los factores de forma y de cuánto se deforme el material sellante.

La mayoría del sellante aplicado en caliente puede deformarse hasta un 20% del ancho original de la caja. Los silicones, y en general los materiales de bajo módulo elástico, pueden deformarse hasta el 100% .

Sin embargo, cabe aclarar que la mayoría de los fabricantes recomiendan no demandar deformaciones en campo superiores al 50% del valor nominal.

En los factores de forma deberán tomar en cuenta que el material sellante deberá quedar ligeramente abajo del lecho superior de la losa (ver la Fig. 7.18).

A manera de guía, la PCA¹⁰ sugiere en la siguiente tabla las dimensiones de cajas receptoras de sellante en función de los espaciamientos de las juntas:

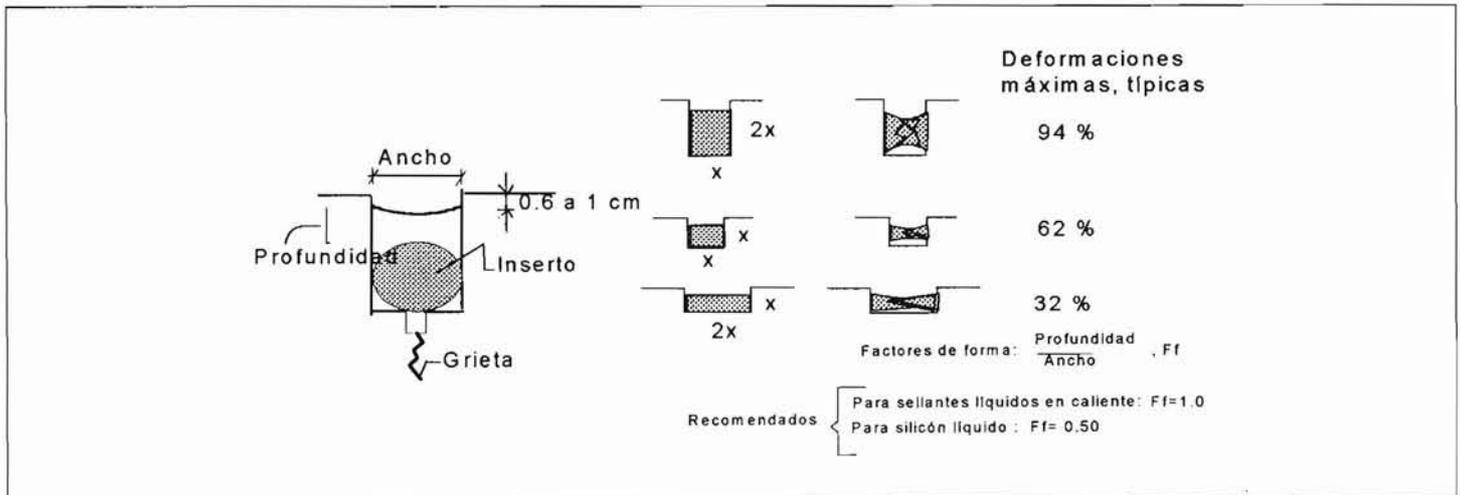


Figura 7.18 Factores de forma en juntas.

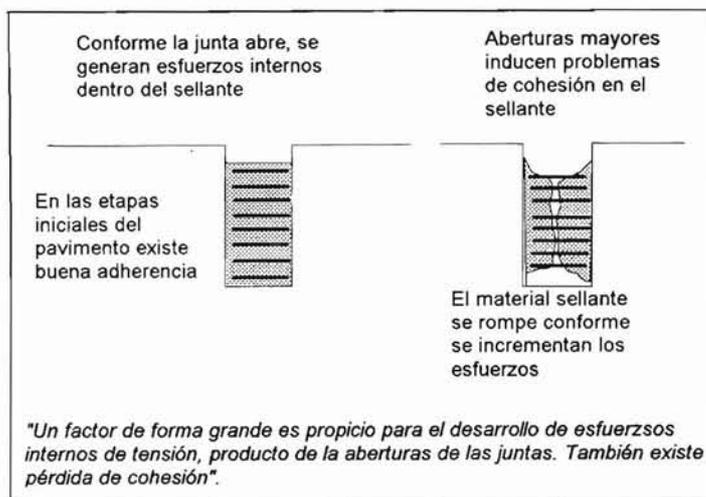


Figura 7.19 Esfuerzos generados en el sellante

Tabla 7.7 Dimensiones del sello y de la caja receptora para sellos premoldeados

Espaciamiento de las juntas, en m	Ancho de la junta en cm	Ancho de sello en cm
6 ó menor	0.65	1.12
9.2	0.95	1.60
12.2	1.12	1.905
15.3	1.27	2.23

En el caso de la caja receptora de sellante prefabricado, se deberán tomar en cuenta las temperaturas esperadas y, por ende, los movimientos de las losas. El sello de compresión deberá trabajar en el rango de 20 a 50 %.

El primer paso en el diseño de este tipo de sellantes será calcular el movimiento de los extremos de las secciones de losa, según se indicó anteriormente (Ec. 7.30); después se seleccionará el sellante prefabricado que pueda absorber una deformación igual o menor al valor calculado. Si el movimiento calculado es mayor a la compresión admisible del sellante prefabricado, entonces se deberá escoger un sellante más deformable.

Como un último paso se ejecuta el corte, cuya geometría atenderá a los movimientos esperados de acuerdo con la temperatura de instalación y el tamaño del sellante premoldeado. Es importante conocer el rango de temperatura al que se vaya a trabajar el pavimento, ya que se buscará que el sellante (como ya se dijo) esté trabajando en deformaciones a una compresión no mayor que 20 y 50 %. Mayores temperaturas de instalación exigirán más compresión del sellante durante la instalación de este último, ya que la losa tenderá a expandirse. El proyectista calculará las geometrías del sellante suponiendo varias temperaturas, ya que durante la etapa de diseño es difícil conocerla con precisión.

Tabla 7.6 Dimensiones de caja para sellos aplicados en campo

Espaciamiento de la junta, en m	Ancho de la caja, en cm	Profundidad de la caja, en cm
5	0.64	1.27
6	0.95	1.27
9	1.27	1.27
12	1.60	1.60

Y para el caso de sellos premoldeados se recomiendan las dimensiones contenidas en la tabla No. 7.7

Diferencias en comportamiento

Uno de los problemas más observados en el caso de sellos aplicados en caliente (tales como los productos asfálticos) si se

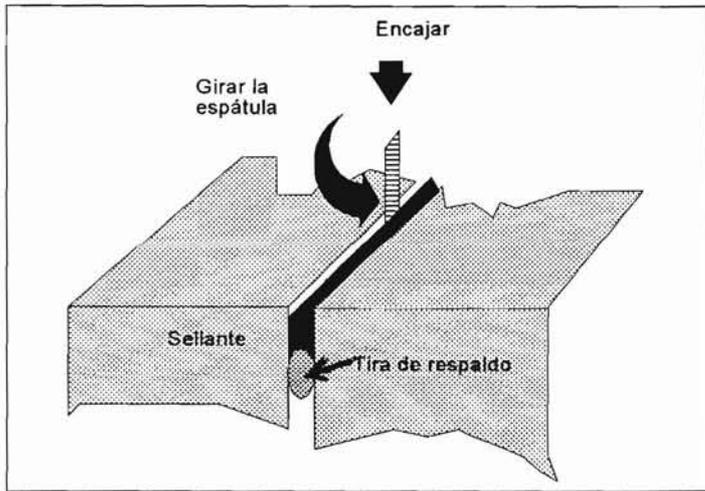


Figura 7.20 Verificación de adherencia del sellante.

aplican con factores de forma muy grandes, es decir, cuando los cortes no se ensanchan lo suficiente, es que se generan esfuerzos de tensión considerables, al tender a separarse las losas por la acción de la temperatura (Fig. 7.19).

En juntas profundas y delgadas es común la falla por cohesión del sellante; ello, entre otras cosas, se debe a que no se alcanza a limpiar adecuadamente la ranura hecha por el corte. Asimismo, es importante que al verter el sellante, éste no se sobrecaliente, ya que puede perder sus propiedades elastoméricas. Por otro lado, al enfriarse el material puede ya no lograr la cohesión que se supone tendría, o podría ya no proporcionar la adhesión sobre las paredes que recomienda el fabricante.

En el caso de sellantes aplicados en frío (como los silicones), la limpieza y secado de la ranura, fondo y sus paredes, es crucial. Cuando está sucio no existe completa adherencia entre las paredes del corte y el sellante, con el consecuente deterioro acelerado que ello implica al ser solicitado el pavimento por tránsito.

En ocasiones no se logra la adherencia uniforme a lo largo de las paredes con el silicón debido a problemas de curado de este último. Ocurre, en algunos casos, que sólo la parte supe-

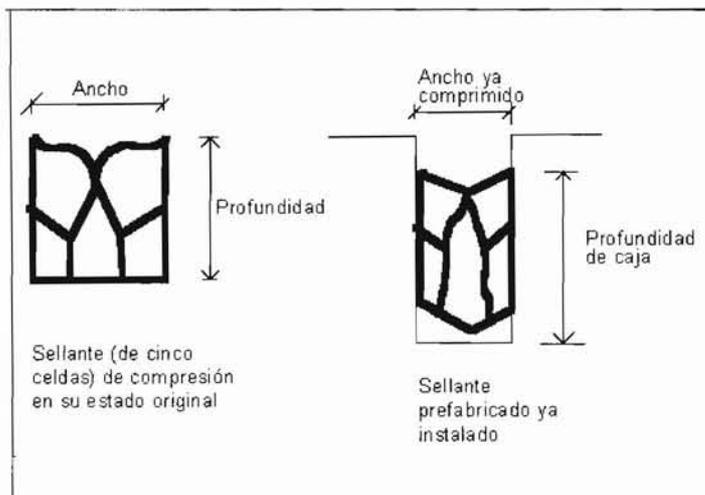


Figura 7.21 Sellos de compresión (premoldeados)



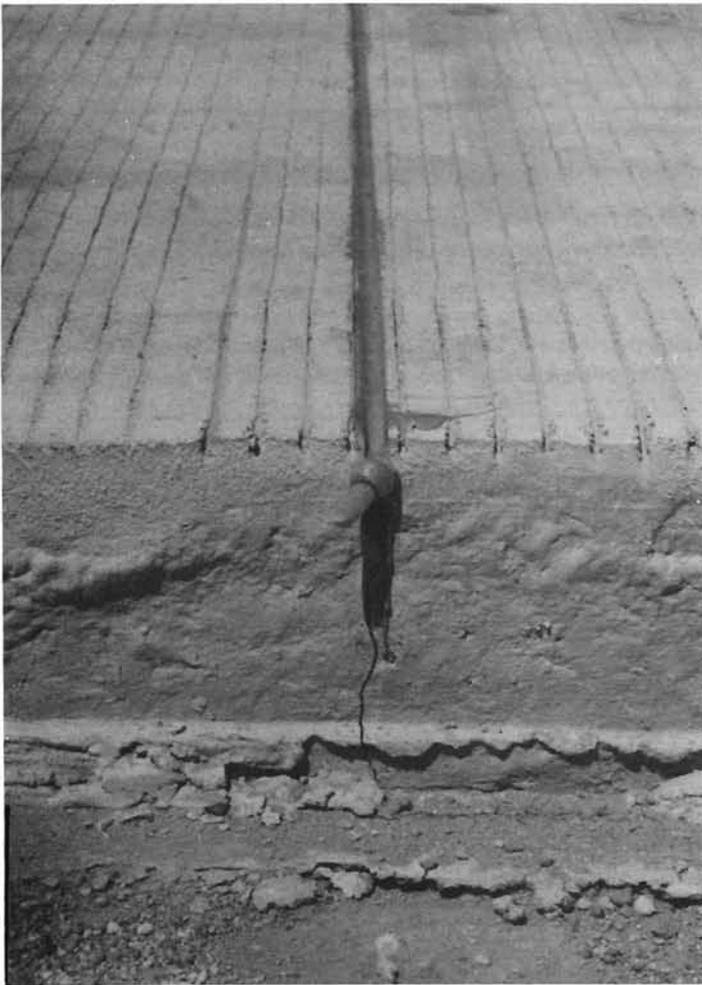
Fotografía 7.1 Aplicación de aire a presión para la limpieza de una caja receptora de sellante en una junta transversal.

rior del silicón cura y se adhiere bien con las paredes, mientras que en su parte inferior la consistencia del material es pegajosa y suave, por lo que la adhesión con el concreto no es buena.

Se ha demostrado que muchos problemas de desmoronamientos en la zona de juntas se debe a la pérdida de adhesión



Fotografía 7.2 Inserción de la tira de respaldo de polietileno, previo a la aplicación del sello.



Fotografía 7.3 Junta transversal ya sellada. Nótese la ligera depresión del material sellante respecto a la superficie del pavimento.

con las paredes de la ranura. Una de las maneras de verificar la calidad del sellante ya instalado es a través de una espátula chata. La manera de realizar la prueba consiste en insertar esta espátula en la junta (Fig. 7.20) y efectuar pequeños giros mientras se observa su respuesta. Es suficiente efectuar de cinco

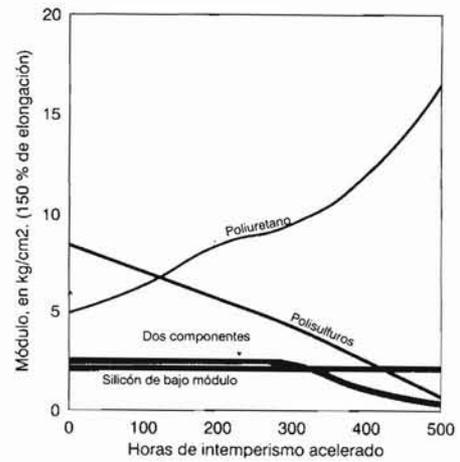


Figura 7.22 Efecto del intemperismo acelerado sobre las propiedades elásticas.

seis inserciones de la espátula, distribuidas de manera arbitraria, en una misma junta. Si se advierte cierta resistencia a la inserción, ello indicará buena adherencia; si, de lo contrario, la espátula penetra sin esfuerzo, ello indicará que la adhesión sellante-pared es defectuosa. Se pueden hacer también inspecciones adicionales sobre la presencia de sólidos, contaminantes finos, etc. a los lados y fondo de la caja receptora.

Sellos prefabricados

Según se ha mencionado, este tipo de sellos trabajan exclusivamente a compresión, por lo que se sugiere que nunca estén más allá del 20 al 50 % de su deformación nominal. Una de las reglas básicas es que la profundidad de la caja receptora sea mayor que el sello ya comprimido.

En términos generales, el ancho del sello deberá ser del doble de la referida caja. En caso de que el sello premoldeado sea menor que esta última, entonces podemos anticipar que los cambios de temperatura provoquen aberturas en las juntas, y con ello se pierda el efecto de compresión.

Tabla 7.8 Calificación de algunos sellantes

Tipo de material	Rango del Índice de efectividad	Promedio de calificación de la efectividad	Comentarios
Cemento asfáltico	Pobre a bueno	3.5	No penetra; la junta debe resellarse con frecuencia
Emulsiones	Muy pobre a pobre	3.22	Estacional. Debe ser resellada muy seguido
Asfalto ahulado. Aplicado en frío	Bueno	4	Se requiere mucha mano de obra
Asfalto ahulado	Bueno a muy bueno	4.12	Larga duración, relativamente
Emulsión asfáltica ahulada	Buena a muy buena	4.50	Datos limitados. Se han comportado muy bien
Juntas premoldeadas	Regular a buena	3.50	Hasta esta fecha se han comportado bien. No se tiene mucha información
Silicón Dow 888	Bueno a muy bueno	4.60	
Tiras premoldeadas	pobre a muy buena	3.60	Es costosa
Otras (PVC, poliuretano, etc)	Muy pobre a pobre	3.25	
Alquitrán	Muy pobre	1.00	Poca vida útil. Muy rígido

Escala de calificación: 5.0- Muy buena; 4.0-Buena; 3.00-Regular; 2.00- Pobre; 1.00- Muy pobre

Tabla 7.9 Pruebas comunes

Tipo de Ensaye	Prueba ASTM	Descripción
Dureza	D 2240-81	Mide la dureza en la superficie de hules o gomas
Resistencia a la tensión	D 412-83	Mide la resistencia al rompimiento de un material elástico, tales como el hule, en kg/cm^2
Elongación (Elongación última)	D 412-83	Mide la elongación máxima antes del rompimiento según D 412
Módulo	D 412-83	La cantidad de esfuerzo para producir cierta deformación. Se aplica esfuerzo hasta que la muestra sufre la deformación preestablecida. Se lee entonces el esfuerzo necesario, en kg/cm^2
Adherencia		Se realiza aplicando sellante a dos superficies en que se requiere conocer la adherencia. En nuestro caso, en bloques de concreto. Se hace el símil con estos últimos. Se llena con el sellante un hueco definido entre los dos bloques. Posterior a un curado, se aplica entonces un movimiento mínimo

El éxito o fracaso del sellante premoldeado dependerá de sus propiedades elásticas, o más específicamente, de su respuesta ante la remoción de carga o rebote elástico. No se debe perder de vista que este tipo de sello a lo largo de su vida útil estará trabajando siempre a tensión.

Instalación de la tira de respaldo

Una vez limpia y seca la ranura de corte, así como sus ensanches para formar sus cajas de sello, se procede a la colocación del cordón o tira de respaldo. Este elemento evita que el sellante fluya hacia abajo de la losa y se pierda la trabazón entre las caras de la grieta. También ayuda a formar el factor de forma ya definido anteriormente. Existen tres tipos básicos de estos elementos.

- ❖ Espuma de polietileno: es moderadamente compresible, y no absorbe agua. Puede fusionarse con sellantes aplicados en caliente, por lo que su uso se restringe a los sellantes colocados en frío.
- ❖ Espuma entrelazada de polietileno: consiste en una serie de celdas moderadamente compresibles y unidas entre sí, que no absorben agua y son compatibles con sellantes aplicados en caliente.
- ❖ Poliuretano: espuma de celda abierta que absorbe agua. No se mezcla con el material sellante aplicado en caliente, además, es muy compresible. Normalmente se utiliza en la conjunción de sellantes aplicados en caliente.

El tamaño de estos cordones depende de la geometría de las cajas que alojarán los sellos. Se procura siempre que entren a presión, comprimidos al 25 %, a fin de que penetren adecuadamente en la ranura, pero que al mismo tiempo se garantice contacto permanente con las paredes del corte.

Este elemento, por otro lado, aísla al sellante del fondo de la ranura, así, según se refiere anteriormente, se evita la pérdida del sello. Un aspecto de una junta convenientemente sellada aparece en la fotografía 7.3.

7.10 DESCRIPCIÓN DE MATERIALES SELLANTES Y ENSAYES

7.10.1 Materiales de sello

Tal como se establece en párrafos precedentes, el objetivo del sello es evitar la infiltración del agua al cuerpo de pavimento y sus conocidas consecuencias. La otra función del sello es evitar la intromisión de partículas sólidas dentro de la junta, ya se trate de desperdicio o de residuos de desquebrajamientos en las orillas de los cortes.

Una calificación gruesa de los diferentes materiales disponibles para este propósito se presenta en la Tabla 7.8.¹¹

Pruebas en sellantes: se busca que este material permanezca con sus propiedades elastoméricas durante el mayor tiempo posible, ante diferentes condiciones ambientales.

Es interesante señalar que la gran mayoría de las pruebas incluyen sólo movimientos en una sola dirección.

Esto se relaciona más que nada con las contracciones y expansiones que se experimentan en las juntas por movimientos en las losas.

Comparación de las propiedades de tres tipos genéricos de sellantes sujetos a movimientos térmicos en juntas

Tabla 7.10 Movimientos horizontales permisibles	
Tipo de sellante	Capacidad de movimiento horizontal, en %
Poliuretano	-12 % a 30
Polisulfuro	12 % a 25
Silicones	12 % a 100

Algunas pruebas útiles para la valuación de estos materiales se presentan en la Tabla 7.9.

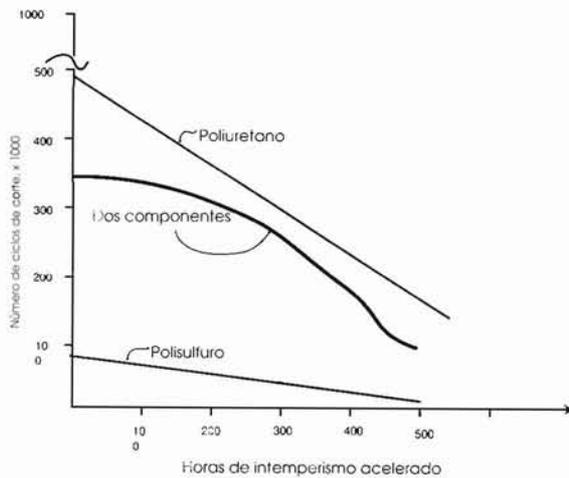


Figura 7.23 Efecto del intemperismo acelerado en los ciclos de esfuerzo cortante.

Es importante considerar que en un pavimento en operación, los sellantes no sólo se verán sujetos a acciones horizontales, sino también a esfuerzos cortantes en la dirección vertical. Ello ocurre en cada ocasión que pasa un vehículo cuando existen cavidades bajo la losa en la zona de juntas. Ello explica que, aunque ciertos sellantes satisfagan especificaciones en cuanto a elongaciones máximas, es decir, que aunque las elongaciones en laboratorio sean adecuadas, en campo su comportamiento resulta no satisfactorio. En realidad el esfuerzo cortante contribuye a la falla del sello si originalmente este último no posee suficientes propiedades elastoméricas.

Se debe tener presente que aún dentro de una misma familia de sellantes, estos últimos exhibirán resultados diferentes dependiendo de las temperaturas e intemperismos simulados en cada prueba en particular. Las variaciones en resultados serán un indicativo de la respuesta del sellante ante diferentes condiciones ambientales en campo. Por ejemplo, un sellante deberá contar con buenas propiedades elastoméricas en clima frío. También, un incremento en módulos de un sellante instalado, será indicativo de que ya se ha rigidizado.

7.11 REFLEXIONES ADICIONALES SOBRE TRANSFERENCIA DE CARGAS (PAVIMENTOS CON PASAJUNTAS)

Los dispositivos de transferencia de carga entre losas o las pasajuntas tienen la función de transmitir las cargas de una losa de pavimento a otra en donde todavía no existan tales cargas. La efectividad de la junta con pasajuntas se mide en función de los desplazamientos verticales sufridos por el lado no cargado de la junta. Conforme más cercanos estén los desplazamientos sufridos de ambos lados de la junta, más efectiva será la transferencia de carga. Una junta perfecta sería aquella en que ambos lados se desplacen igual.

El pasajunteado hace el pavimento menos susceptible a la apertura de juntas por efectos térmicos; sin embargo, es necesario contar con concretos de buena calidad y un buen vibrado en la zona de juntas. Cuando la mezcla no es de buena calidad, con el tiempo la geometría originalmente circular de los barrenos que alojan el acero cambia a ovalada. Se han detectado deformaciones en promedio del orden de 0.3 a 0.4 mm; en Japón se han medido ovalizaciones hasta de 1 cm.

Los pasajuntas deberán cumplir con los siguientes requisitos¹²:

- * Deben proporcionar una transferencia de carga adecuada a lo largo de la junta.
- * Deben ser simples en su diseño, para que la instalación sea correcta y sin dificultad.
- * Deberán proporcionar poca restricción a la apertura de la junta.
- * Deben ser resistentes a la corrosión.

Se ha propuesto diversos dispositivos para transmitir las cargas, pero los más comunes y aceptados son, como es sabido, las barras lisas. Normalmente se ha adoptado como regla el empleo de varillas con diámetro igual a 1/8 del espesor de la losa, con espaciamientos medios de 30 cm.

7.11.1 Problemas relacionados con juntas

Cuando el diseño, construcción o mantenimiento de las juntas es inadecuado, se pueden presentar los siguientes problemas:

- * Superficie de apoyo erosionable.
- * Infiltración de partículas dentro de las juntas.
- * Deficiente transferencia de carga.
- * Agua excesiva.
- * Soporte muy pobre a la losa.
- * Falla del material sellante.
- * Corrosión de pasajuntas.
- * Mal alineamiento de las pasajuntas.
- * Asentamientos excesivos en la base de apoyo (incremento de presiones de poro)

Debido a lo anterior, los problemas más comunes que se presentan en la juntas son agrietamientos, astillamientos, desmoronamientos locales en bordes, etc.

Quizás el bombeo o "pumping", según se menciona en párrafos anteriores, es la representación más común del conjunto de problemas en juntas señalados antes. Para que el bombeo se presente, sólo hay que recordar que son tres los agentes que lo promueven:

- * Agua libre.
- * Cargas pesadas por eje.
- * Material de apoyo de la losa erosionable.

A su vez, la manera más efectiva de evitar este problema sería lógicamente:

- * Dar suficiente drenaje al cuerpo de pavimento.
- * Reducir desplazamientos entre losas. Empleo de pasajuntas.
- * Sub-bases de alta calidad. No se descarta el empleo de mejoramientos por medio de ligantes.
- * Un sello de juntas realmente efectivo.

7.11.2 Algunas recomendaciones

- * A continuación se sugieren algunas medidas para aumentar la vida útil de las juntas en los pavimentos sin pasajuntas:
 - * Empleo de calizas como agregados.
 - * Reducción de la longitud de losas.
 - * Tratar de utilizar ensanches a los lados del carril de baja velocidad, como pueden ser los representados por acotamientos. Carril y acotamientos son ligados mediante varillas de sujeción. Todo ello en la medida de lo posible en términos económicos.
 - * Cuando sea posible, utilizar secciones variables, atendiendo a la distribución de vehículos pesados en los carriles de baja y alta velocidad.
 - * Evitar colocar el concreto en climas extremadamente cálidos. Si así se requiere, es conveniente enfriarlo antes de colocarlo. No hacerlo así implicará agrietamiento de tipo plástico.
 - * Incrementar los tamaños máximos de agregado hasta del orden de 5 a 5.5 cm.
 - * Prevención de entrada de partículas finas.
 - * Utilizar concreto que sea lo suficientemente seco, pero que permita ser vibrado.
- * Para pavimentos con pasajuntas:
 - * Optimización del espaciamiento de pasajuntas
 - * Cuidar la colocación y alineamiento vertical y horizontal.

7.11.3 Problemas potenciales

Corrosión

Normalmente este fenómeno da como resultado un incremento del volumen de las barras. Afecta sobre todo al libre

movimiento de las losas, pues los barrenos previamente holgados para alojar las pasajuntas se ven sujetos incluso a fisuramientos por la acción expansiva. La restricción al movimiento induce agrietamientos en las vecindades de las juntas.

Normalmente la naturaleza alcalina del concreto (pH 12.5) hace que la acción química con el acero sea prácticamente nula, pues se forma una película protectora alrededor del acero. La corrosión se produce cuando la pasividad del acero se deteriora debido a la carbonatación del concreto, lo cual reduce sus cualidades de alcalinidad y permite, además, el ingreso de cloruros que pueden causar la protección o pasividad del acero.

En una mezcla dada, el nivel de iones de cloruro solubles en el agua suficiente para que el acero empiece a corroerse es del orden del 0.15 % de la masa de cemento empleado en la mezcla.¹³

Aun aceptando que las mezclas se hagan correctamente, este problema se presenta generalmente en áreas próximas a las costas o en ambientes salinos. Para presentarse la corrosión, se requiere que la pasividad sea destruida, pero se necesita también bastante humedad y oxígeno. De lo anterior se desprende la importancia de mantener las juntas perfectamente selladas.

Para evitar este problema, se pueden emplear materiales anticorrosivos como el acero inoxidable. Sin embargo, como se mencionó en párrafos anteriores, predomina el empleo de plásticos y pinturas epóxicas a base de plomo y zinc porque son menos costosas.

Hoy día, las pasajuntas se protegen con una película del orden de 0.25 mm de pintura epóxica y para ello es necesario impregnarlas con grasa antes de su colocación.

También es común proteger las barras de acero mediante secciones tubulares de plástico, a fin de reducir la adherencia entre el acero y el concreto.

Colocación de pasajuntas

Desde luego, predomina la ejecución manual de estos dispositivos. Sin embargo, en la actualidad ya está teniendo mucha aceptación la inserción de pasajuntas por vibrado. En el caso de las cimbras deslizantes se puede colocarlas manualmente mediante armaduras o silletas, o bien por el método automático: con dispositivos para tal propósito incluidos en la máquina.

En Europa, por ejemplo, en especial en Bélgica, se ha venido utilizando equipos de cimbra deslizante que se detiene en cada localización de junta para insertar las pasajuntas por vibrado. En E.U.A. cada vez más se recurre a la colocación de concreto a lo largo del camino por medio de bandas, siempre que las silletas y las pasajuntas estén previa y perfectamente empotradas en la posición especificada en el proyecto.

Siempre que sea posible, se tratará que la colocación de pasajuntas sea hecha de tal manera que éstas estén lo más

Tabla 7.11 Restricciones calculadas para causar agrietamiento a las mitades de losas en un espesor de 25 cm.

Edad	Resistencia la tensión, kg/ cm ²	Resistencia la compresión, kg/ cm ²	Módulo de elasticidad del concreto x 10 ⁵ , kg/ cm ²	Deformación permisible micras	Restricción para causar agrietamiento kg/m. de ancho
1	6	49	1.05	148	15,480
3	12.9	126	1.6	204	32,896
7	18	193	2.04	226	46,159
28	23	268	2.4	246	59,560
365	30	369	2.95	259	75,939

Notas:

- 1) Antes de presentarse el agrietamiento, puede haber astillamiento alrededor de la zona de la pasajunta
- 2) Existen también esfuerzos de tensión generados por alabeo restringido, así como los debidos por cargas externas. De esta manera, aún bajos niveles de restricción promueven la aparición de grietas.
- 3) La edad, resistencias, y módulos elásticos son valores usados solamente como ilustración

paralelas posibles al eje del camino, así como al plano del lecho de las superficies que las recibe. En la Fig. 7.14 se presentan los diferentes esviajamientos posibles, así como el impacto en el comportamiento del pavimento.

Los siguientes factores influyen en la posición final de las pasajuntas cuando se utilizan silletas (colocación manual):

- * Extendido del concreto: si se colocan grandes cantidades de mezclas enfrente de la extendidora, conforme el equipo avance las pasajuntas serán desplazadas o incluso el conjunto que forman con las silletas.
- * La localización del corte o aserrado sobre la silleta.
- * El cuidado en la fabricación, transporte, y colocación de las silletas.
- * La rigidez de las silletas.
- * Control de calidad de la fabricación de las silletas.
- * Empotramiento de las silletas sobre la superficie de apoyo o sub-base.
- * Inspección de campo durante la etapa constructiva.

Cuando se emplee equipo mecánico o inserción automática:

- * El enrase posterior a la colocación.
- * Vibrado después de la colocación de pasajuntas.
- * Localización de los cortes sobre las pasajuntas insertadas.
- * Inspección de campo.

En la década pasada, algunos estudios¹⁴ indicaron que para el caso de un proyecto, las desviaciones en alineamiento de pasajuntas eran del orden de hasta un 60 % en el caso de inserción automática, mientras que para la colocación manual de las silletas, la desviación fue del 40 %. Claro está, tales desviaciones serán mayores o menores dependiendo de los cuidados que ya se han mencionado. Por ejemplo, para dar una idea de las desviaciones aceptadas por algunos estados de

E.U.A., el esviajamiento horizontal y vertical, según la Fig. 7.14, no debe ser mayor que 1.2 cm, mientras que el desplazamiento vertical no debe exceder 2.5 cm, y la tolerancia longitudinal debe ser ± 3.80 cm.

Restricción de movimientos en extremos de losas

Tal como se menciona en párrafos precedentes, la magnitud de las restricciones en la partes terminales de las secciones de losa viene determinada por los alineamientos de las pasajuntas, así como el estado de estas últimas. En la tabla 7.11 se da una idea del nivel de restricciones en zonas extremas que provocan agrietamientos en las partes medias de las secciones de pavimento.¹⁵

En resumen, la restricción o libre movimiento en los extremos de las secciones de las losas afecta el diseño y comportamiento de juntas en pavimentos de la siguiente manera:

- * Los movimientos afectan principalmente a los pavimentos sin pasajuntas.
- * Estos desplazamientos influyen en la selección del sellante, así como las geometrías requeridas para alojarlo.
- * Este problema no es significativo en el caso de pavimentos con pasajuntas, si éstas son diseñadas y colocadas satisfactoriamente.

7.12 HIDRODINAMICA DEL PROBLEMA DE BOMBEO O "PUMPING"

Diferentes estudios¹⁶ prueban que el agua dentro de las oquedades formadas en la interfase losas-superficie de apoyo se comporta de la siguiente manera:

- * El agua se comporta como un fluido viscoso cuando, en una junta dada, la profundidad de la cavidad bajo la sección de losa de salida es pequeña. Ello ocurre por el pequeño pandeo producto del cambio en los gradientes

térmicos. Al ser pequeñas las oquedades, las presiones bajo las losas son muy grandes. Así, de acuerdo con estos estudios (REF. 16) la velocidad del agua o suspensión expulsada por el paso de vehículos resulta proporcional al peso del eje del vehículo y del cuadrado de la profundidad, e inversamente proporcional a la viscosidad dinámica del agua, al ancho de cavidad y al cuadrado de la longitud de la cavidad.

- * El agua se comporta como un fluido ideal cuando la profundidad de la cavidad formada en la losa de salida excede de 1 mm. Este caso corresponde a una erosión importante en la sub-base o capa de apoyo. En estas circunstancias, las presiones generadas al paso de vehículos son bajas. La velocidad de expulsión del agua obedece ahora a una función directa de los desplazamientos de la losa en sus extremos, así como de la longitud de la cavidad, y varía de manera inversa a la diferencia entre profundidad de la cavidad y el desplazamiento vertical del extremo de la losa.
- * Entre los dos casos extremos anteriores, el flujo se considera transitorio y la velocidad de expulsión del agua puede alcanzar un máximo.
- * Si se conoce la geometría de un pavimento, entonces éste puede caracterizarse basándose en el valor de transferencia de carga en sus juntas; los desplazamientos verticales sufridos al paso de cargas por tránsito; y las características geométricas de las cavidades. Además, de acuerdo con el párrafo anterior, se podrá caracterizar por una velocidad de expulsión de agua, VEA. De esta manera, a título ilustrativo, podremos caracterizar a un pavimento con poca transferencia de carga y cavidades en la interfase losa-superficie de apoyo con una VEA de 1 a 4 m/seg.

Todos estos estudios teóricos y experimentales podrán utilizarse a futuro para decidir en cuanto a la reparación de problemas de drenaje en las capas de apoyo. Desde luego, para ello se requiere contar con registros confiables de los problemas detectados a lo largo y ancho de las estructuras de pavimento.

Otro aspecto que algunas entidades responsables de proyectos consideran benéfico es el esviajamiento en juntas transversales. A pesar de que en algunos países como E.U.A. el esviajamiento no ha ganado gran popularidad, existen evidencias en países de Europa¹⁷ que en aquellos pavimentos en servicio que tienen un esviajamiento de la junta de 1/6, la velocidad de expulsión de agua se reduce hasta en un 30 %.

Esto es válido cuando el flujo se presenta de la losa de salida hacia la sección de losa de entrada. También se ha demostrado que si se aumenta el ancho de las losas, la expulsión disminuye hasta en un 50 %, si bien la expulsión de agua de la losa de salida hacia los acotamientos se reduce sólo en un 30 %.

7.13 DRENAJE EN EL CONJUNTO SUB-BASE-ACOTAMIENTO- LOSA

Indudablemente el agua que pudiese acumularse en la interfase losa-superficie de apoyo, y particularmente el agua que no puede tener salida fácil en las orillas o extremos del pavimento, ocasiona problemas severos en la estabilidad a este último de manera integral.

En términos de la erosionabilidad de sub-bases o acotamientos, podemos decir que existen reglas básicas para evitar fuertes deterioros en la superficie de apoyo de las losas¹⁸:

- * Para efectos prácticos, los finos, por la abrasión en las orillas de las juntas, pueden ser despreciados como agentes indeseables en la erosionabilidad de la capa de apoyo o en la capa de sub-base en particular.
- * Se debe mantener el sellante impermeable en la zona de juntas, a fin de evitar el ingreso y movimiento de finos vía agua hacia los acotamientos o a otras zonas adyacentes de la losa.
- * El movimiento o migración de finos de capas inferiores hacia el lecho inferior de las losas se puede evitar diseñando y construyendo una capa sub-base granular para drenar.

Una de las formas de evitar la erosión, es a través de acotamientos pavimentados, lo cual, desde luego, dependerá de los análisis de costo entre lo que implica colocarlos (ya sea en la etapa inicial constructiva) o bien, el costo por un deterioro más rápido debido a que no existe el confinamiento lateral producto del acotamiento.

Hoy día, el empleo de acotamientos pavimentados parece ser obligado en el caso de autopistas o caminos con tránsito muy pesado, así como en áreas en donde las salidas y accesos a caminos de primer orden ocurren a poco espaciamiento.

Referencias

¹ Kellerher, K., Larson, R.M., "The Design of Plain Doweled Jointed Concrete Pavement," Proceedings from the 4th International Conference On Concrete Pavement Design And Rehabilitation, Purdue University, West Lafayette, IN, April 1989.

Anderson, D.A., Kilareski, W.P., Luhr, D.R.A. "Fourth Cycle of Pavement research at the Pennsylvania Transportation research Facility - Vol. 7", Fourth Cycle of Pavement Research Summary Report, FHWA/PAS - 84 -029, Pennsylvania Department of Transportation, Harrisburg, PA, December 1984.

² Darter, M. Y., E. J. Barenberg, 1977. Design of Zero - Maintenance Plain Jointed Concrete Pavement, Report No FHWA - RD - 77 - 111, Vol. 1, Federal Highway Administration.

³ Picket, G., G. K. Ray, 1951. "Influence Charts For Concrete Pavement", Transactions, ASCE, VOL. 116, pp. 49 - 73.

⁴ Ionnides, A. M., M.R. Thompson, and E.J. Barenberg, 1985. "Westergaard Solutions Reconsidered". Transportation Research Record 1043, Transportation Research Board, pp. 13 - 23.

⁵ Westergaard, H.M., 1926 "Stressed in Concrete Pavement Computed by Theoretical Analysis", Public Roads, Vol. 7, pp. 25 - 35

⁶ Frans Van Cauwelaert, Phd. "A Rigorous Analytical Solution of a Concrete Slab Submitted to Interior And Edge Loads With No, Partial, and Full Shear Transfer at The Edge", 5th International Conference On Concrete Pavement Design & Rehabilitation, Purdue University, Abril 22 a 23 de 1993. Ver también referencia 4.

⁷ Hudson, et al. Aggregate and Paved Surface Design and Rehabilitation Manual for Low - Volume Roads, Federal Highway Administration.

Darter, M.I. , Becker, J.M. Snyder, M.B. And Smith, R.E. "Portland Cement Evaluation (COPEs)", National Cooperative Highway Resesarch Program Report 277, Transportation Research Board, Washington D.C., 1985.

⁸ Portland Cement Association & American Concrete Pavement Association, ACPA, "Design and Construction of Joints for Concrete Highways", TB- 010.0D, y IS 060.01.

⁹ Friberg, B. F. , 1940 "Design of Dowels in Transverse Joints Of Concrete Pavements", Transactions, ASCE, Vol. 105, 1076-1095.

¹⁰ PCA, "Joint Design for Concrete Highways and Street Pavements", 1975, Portland Cement Association.

¹¹ "Research Joints and Cracks in Rigid and Flexible Pavements", Peterson, D.E. NCHRP Synthesis of Highways Practice 98, Transportation Research Board, December 1982.

¹² Structural Design Considerations for Pavement Joints", Reported by ACI Commite 325, Journal of the American Concrete Institute, July 1956.

¹³ "Corrosion of Metals in Concrete", ACI 201.2R-77, Re-affirmed 1982, ACI Committee 201 Report, American Concrete Institute, Detroit, 1989.

¹⁴ Nichols, T.H. and Hoffman, G.L., "Machine Insertion of Plastic-Coated Dowel Bars In Portland Cement Concrete Pavements", Research Proyect No 78-8, Materials and Testing Division, Pennsylvania Department of Transportation, May 1980.

¹⁵ "Optimized Performance at Concrete Pavement Joints", Shiraz D. Tayabji, Construction Technology Laboratories, A Division of the Portland Cement Association, Skokie, Illinois.

¹⁶ "Hydraulique du Pompage des Chaussées en Béton", C.P. Nguyen. Bulleting de Liaison Labo. P et Ch. 93, Jan-Fév 1978, 12p. "The hydraulics of pumping of Concrete Pavements: Theoretical Approach and Results of measurements in the Laboratory and on Motorways. Bulletin de Liaison des Laboratoires des ponts et Chaussées, Numéro spécial VIII, July 1979, 16 p.

¹⁷ Ver la segunda publicación de la Ref. anterior

¹⁸ Ver por ejemplo los siguientes estudios: 1) W. Gulden "Pavement Faulting Study", Office of Materials and Tests, Georgia DOT, Final report, May 1975, 20 pp.; y 2) D.L. Spellman, J.H. Woodstrom and F. Neal. "PCC Pavement Performance ", California Departament of Transportation, Tudy 19-635254, 1974.

Cargas por tránsito

Quizá éste sea el factor más importante a considerar en el diseño de pavimentos. El aspecto del tránsito debe considerar tanto la geometría de las cargas o la configuración de los vehículos, como la distribución e intensidad de cargas. Existen tres formas básicas de considerar los efectos de los vehículos: tránsito fijo, vehículo fijo, y vehículos y tránsitos variables.

8.1 TRANSITO FIJO

De acuerdo con el criterio de tránsito fijo, toda la distribución vehicular se convierte a una carga de llanta sencilla equivalente, CLLSE, la cual determina el espesor del pavimento. Por esa razón, se utiliza el método de llanta sencilla para el diseño. Este enfoque se emplea más en aeropuertos o en carreteras con tránsito muy pesado y de bajo volumen. Lo que se hace es diseñar para la carga mayor que se pueda anticipar. Si bien no se emplea de manera rutinaria, es conveniente mostrar más adelante la forma de transformar las cargas por arreglos múltiples de llantas a una carga sencilla.

8.2 VEHICULO FIJO

El espesor del pavimento viene regido por el número de repeticiones de carga de un vehículo estándar o de carga por eje de peso nominal, usualmente de 8.2 ton (18 kips). Así, toda la distribución de vehículos, o de ejes sencillos, tandem, o triples, se transforman a los citados ejes nominales de 18 kips mediante factores de carga por eje equivalentes, FCEE. A tales ejes ya normalizados se les denomina comúnmente ESAL's, por sus siglas en inglés (Equivalent Single Axis Loads).

Las repeticiones de una carga por ejes cualquiera, sencilla, o cargas de ejes múltiples, se multiplica por los FCEE correspondientes para obtener los efectos de los ejes reales en

términos de ejes normalizados o ESAL's. Es este valor de tránsito el que se utiliza en el diseño. Evidentemente, dada la gran variedad en configuración e intensidades de carga que representa la gran diversidad de vehículos en nuestros días, este método de análisis se ha vuelto muy popular.

8.3 VEHICULO Y TRAFICO VARIABLES

Con este enfoque los vehículos y variables se toman en cuenta por separado e individualmente para evaluar sus efectos en el futuro pavimento. Todo ello se realiza formando grupos de cargas similares, para luego determinar y sumar los efectos separados de cada grupo, tales como esfuerzos, deformaciones y deflexiones. Los enfoques mecanísticos son los que utilizan este método de transformar el tránsito, ya que se le aplican varios niveles de carga a una estructura de pavimento dada y se estudian sus respuestas, empleando para ello computadoras. Dentro de las metodologías más conocidas que emplean este enfoque está el de la Portland Cement Association, la PCA, que se describe más adelante.

8.4 ANALISIS DE DAÑO, CONCEPTO GENERAL

Una de las formas de racionalizar más la distribución de tránsito, desde el punto de vista de la variación de las condiciones de apoyo, es asignar períodos por año. Adicionalmente, se podrá suponer un cierto número de grupos de vehículos con características definidas cada uno de ellos. De esta manera, para tomar en cuenta las variaciones estacionales algunos autores proponen dividir cada año en un máximo de 24 períodos, cada uno con 24 grupos de cargas. La AASHTO, a su vez, propone hacer ajustes mensuales al módulo de reac-

ción (ki), basándose en los registros de precipitaciones pluviales, y por ende, en las variaciones estacionales en la resistencia de los suelos. En los análisis mecanísticos, lo que se hace es multiplicar tales módulos, o las matrices resultantes de caracterizar cada una de las capas mediante los ki, por un factor de ajuste estacional.

En el caso de los pavimentos rígidos es relativamente común asociar el daño por fatiga con el agrietamiento, y se define en términos de un índice de agrietamiento, IA, y que conceptualmente se puede expresar como:

$$D_r = \sum_{i=1}^p \sum_{j=1}^m \frac{n_{ij}}{N_{ij}} \quad \text{Ec. 8.1}$$

En donde:

D_r = relación de daño al final de un año

n_{ij} = es el número de repeticiones de cargas j pronosticado en el período "i"

N_{ij} = el número de repeticiones de carga permisible

p = número de períodos en cada año

m = número de grupos de carga

Nótese que la vida de diseño es $[1/D_r]$

Durante la vida del proyecto cada año se puede considerar con propiedades de materiales constantes. Alternativamente, y de manera recomendable, cada año podrá dividirse en cuatro estaciones, en doce meses o en 24 períodos, cada uno de ellos con características diferentes de materiales.

Para el caso de un pavimento de concreto, se puede obtener el número de repeticiones de carga permisibles mediante la ecuación:

$$\text{Log } N_f = f_1 - f_2 (\sigma / M_r) \quad \text{Ec. 8.2}$$

Aquí:

N_f = número de repeticiones permisibles

σ = esfuerzo de flexión en la losa

M_r = módulo de ruptura del concreto

f_1 y f_2 = constantes de fatiga a determinarse en laboratorio

Darter y Barenberg (1977), en sus trabajos sobre diseño de pavimentos junteados para mantenimiento cero¹ proponen valores de $f_1 = 16.61$ y de $f_2 = 17.61$. La Portland Cement Association, PCA, propone las siguientes relaciones para el valor de N_f :

$$\text{Para } \frac{\sigma}{M_r} \geq 0.55 \quad \text{Log } N_f = 11.37 - 12.077 \left(\frac{\sigma}{M_r} \right) \quad \text{Ec. 8.3}$$

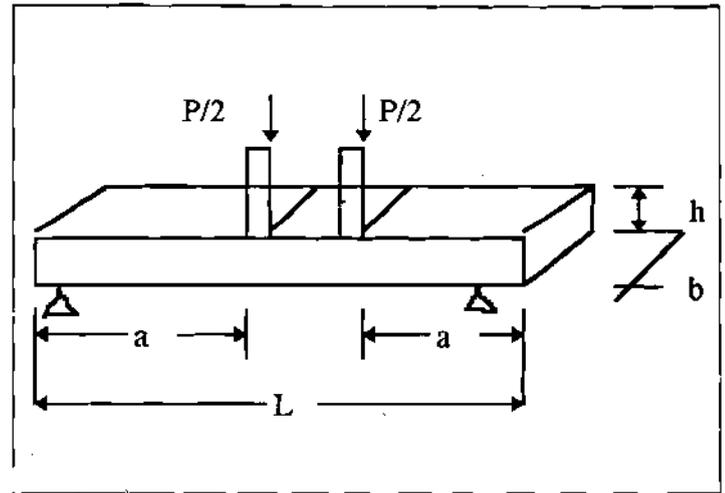


Figura 8.1 Viga para ensayo de fatiga.

$$\text{Para } 0.45 < \frac{\sigma}{M_r} < 0.55 \quad N_f = \left[\frac{4.2577}{\sigma/M_r - 0.4325} \right]^{3.268} \quad \text{Ec. 8.4}$$

$$\text{Para } \frac{\sigma}{M_r} \leq 0.45 \quad N_f = \text{sin límite} \quad \text{Ec. 8.5}$$

Ensayes de fatiga en concreto hidráulico

Se emplea una viga con una sección transversal de 7.6 cm y de 38 cm de largo, la cual se somete a repeticiones de carga flexionante. La carga normalmente se aplica a los tercios medios de la pieza, a una velocidad de 1 a 2 cargas por segundo y una duración de 0.1 seg. Los esfuerzos en las fibras extremas se calculan mediante la ecuación:

$$\sigma = \frac{3 a P}{b h^2} \quad \text{Ec. 8.6}$$

El módulo de ruptura puede obtenerse de manera similar otra viga, sólo que la carga se aplica estática a una velocidad constante, según se especifica en la norma ASTM C78 ("Prueba para la determinación de la resistencia a la flexión del concreto usando una viga simple con carga al tercio medio"). La ecuación 8.6 se aplica cuando se presenta la ruptura a la tensión en la superficie fuera del tercio medio. Cuando la ruptura se presenta en tal superficie pero dentro del tercio, el módulo de ruptura se obtiene como:

$$M_r = \frac{P \times L}{b h^2} = S_c$$

Normalmente se fabrican vigas de concreto de 15 x 15 x 50 cm.

Si bien en términos de fatiga no se han establecido límites de pasadas o repeticiones de carga, aun cuando éstas están entre 10 y 20 millones, se considera que el concreto no fallará para cuando la relación $(\sigma/M_r) < 0.50$. Para cuando se asigne un 50 % de probabilidad de que se presente la falla, es aceptable utilizar la siguiente ecuación:

$$\text{Log } N_f = 17.61 - 17.61 \left(\frac{\sigma}{S_c} \right) \quad \text{Ec. 8.7}$$

Esta ecuación es igual a la citada en párrafos anteriores, sólo que ahora se asignan valores de f_1 y $f_2 = 17.61$. Los estudios realizados por varios autores han demostrado que los tránsitos de falla para diferentes relaciones de $[W_M]$ son sensiblemente mayores a los propuestos por la PCA. De esta manera, este último enfoque de diseño resulta algo conservador.

8.5 CARGA DE UNA LLANTA SENCILLA EQUIVALENTE

Históricamente, el diseño de pavimentos flexibles se apoyó en el empleo de una carga inducida por una llanta sencilla. Posteriormente y ante el advenimiento de aviones de combate estadounidenses, surgió la necesidad de modelar sistemas de carga con ejes de dos llantas. Sin embargo, por diferentes razones se optó por aplicar sólo un ajuste al modelo anterior de una llanta para ser aplicado a sistemas duales de llantas.

Dependiendo de la teoría empleada para comparar llantas sencillas con sistemas múltiples de llantas se obtienen los valores de CLLSE. Para determinar los efectos de diferentes factores en las CLLSE se han realizado estudios, suponiendo que las áreas de contacto son iguales en ambos casos (Hung, 1969²). El valor de CLLSE dependerá del criterio (deflexiones, deformaciones o esfuerzos) que se siga para realizar el análisis. Independientemente del criterio de análisis seleccionado, el valor de CLLSE se incrementa con la relación del espesor al módulo del pavimento; también aumenta conforme disminuye la separación de las llantas en sistemas múltiples.

Los valores de CLLSE pueden determinarse teóricamente o a partir de pruebas experimentales con medición de esfuerzos y deformaciones. Desde luego, también pueden establecerse a partir de tramos de prueba, como las realizada por la AASHTO en 1959. Cualquier enfoque teórico deberá ser sometido a experimentación y verificado mediante las observaciones directas en tramos experimentales. Esto es más válido en tanto se utilicen métodos empíricos de diseño que dependan en gran parte de la valuación del tránsito, como la AASHTO. Se pueden obtener resultados erróneos cuando se utilizan CLLSE obtenidos por medio de diferentes metodologías o enfoques y se emplean como parámetros de entrada en un juego de curvas de diseño particular. Según se menciona anteriormente, existen en el caso de pavimentos flexibles cuatro formas básicas para evaluar las CLLSE:

- * Criterio de esfuerzos iguales.
- * Criterio de deflexiones iguales.
- * Criterio de deformaciones a tensión iguales.
- * Criterio de presiones de contacto iguales.

8.6 FACTOR DE EQUIVALENCIA DE CARGA POR EJE

De acuerdo con la sección 8.2, se requiere un factor de equivalencia de carga por eje (FCEE) para cuantificar el tránsito real a un cierto número de ejes normalizados. Resultados experimentales obtenidos desde los años cincuenta en los Estados Unidos sugirieron que el efecto de daño provocado por una masa cualquiera -usualmente denominada carga- puede ser representado por un cierto número de ejes de peso conocido. Esta es la razón por la cual se introduce el concepto de FCEE, el cual define el daño causado en un pavimento por el paso de un eje sencillo en relación con el daño causado por el paso de una carga por un eje estándar, normalmente de 8.2 ton (18 kips). Es decir, el número de pasadas de un eje dado se normalizan respecto al eje estándar de peso conocido. Por ejemplo, una aplicación de un eje sencillo de 6 ton provoca un daño igual a 0.23 aplicaciones de un eje de 8.2 ton (18 kips). El tramo experimental de AASHTO, por ejemplo, indica que fueron necesarias cuatro pasadas de un eje de 6 ton para inducir el mismo daño (o reducir el índice de servicio) que el producido por el eje estándar.

El diseño de un pavimento dado vendrá dictado por un número total de pasadas de estos ejes estándares en la vida de proyecto, este número o ESAL's de diseño se puede expresar como:

$$\text{ESAL} = \sum_{i=1}^m F_i n_i \quad \text{Ec. 8.8}$$

Donde:

m = número de grupos de ejes de carga

F_i = es el factor de equivalencia de carga por eje, FCEE del i -ésimo grupo de eje de carga

n_i = número de pasadas

El FCEE depende del tipo de pavimento, espesor o de la capacidad estructural, y el índice de servicio terminal o nivel de rechazo que se considere para la estructura del pavimento. Estos valores son empíricos, y normalmente se utilizan los proporcionados por la AASHTO³ y se proporcionan en las tablas 8.4 a 8.12. Los FCEE también pueden ser estimados teóricamente basándose en criterios de falla o en condiciones de esfuerzos y deformaciones críticas.

8.7 ANALISIS DE TRAFICO

Tal como se mencionó anteriormente, el diseño final de cualquier pavimento estará regido por el número de repeticiones de los ejes de cada uno de los grupos de vehículos durante el período de diseño. Los volúmenes de tránsito serán determinados a través de mediciones en campo mediante básculas de

cargas móviles. Podrán emplearse los registros con que cuenta las instancias de gobierno encargadas de los caminos estatales o federales. Es común obtener el tránsito vehicular diario actual e inicial total en ambas direcciones. Estos volúmenes se ven afectados por factores direccionales y de distribución para obtener el tránsito diario para el carril de diseño. Este tránsito consiste en uno promedio durante el período de diseño. Habrá que afectarlo por un factor de crecimiento. Si se tiene un número total de repeticiones n_i del i -ésimo grupo de cargas, entonces se deberá calcularlo como :

$$n_i = (n_{0i}) (F.C.) (D) (C)(365) (A) \quad \text{Ec. 8.9}$$

Donde:

(n_{0i}) = número inicial de repeticiones por día en el i -ésimo grupo de cargas

F.C. = factor de crecimiento

D = factor direccional. Normalmente igual a 0.5

C = factor de distribución por carril

A = período de diseño (en años)

Si el diseño se basa en ESAL's, entonces el total del número inicial de repeticiones para el i -ésimo grupo de carga puede calcularse como:

$$(n_{0i}) = (p_i F_i) (TPD) \text{ o } (T) \cdot (P) \quad \text{Ec. 8.10}$$

En esta ecuación, p_i es el porcentaje del total de repeticiones para el i -ésimo grupo de vehículos o de cargas, F_i es el factor de equivalencia para transformar a ejes normalizados de 18 kips -FCEE- para el i -ésimo grupo de vehículos, T es el porcentaje de camiones dentro del tránsito promedio diario, TPD. P es el promedio de ejes por camión pesado.

Sustituyendo el valor de (n_{0i}) dentro de la ecuación anterior para n_i y sumando para todos los grupos de ejes de carga, el número total de ejes sencillos equivalentes, ESALs, para el carril de diseño será:

$$ESAL's = \sum_{i=1}^m p_i F_i (TPD) \text{ o } (T) (P) (F.C) (D) (C) (365) (A) \quad \text{Ec.8.11}$$

Tránsito pesado promedio

Algunos métodos utilizan como parámetros información tan importante como el promedio de tránsito pesado (ADTT por sus siglas en inglés; así es como aparece en el método de la PCA, por ejemplo). Este valor puede conocerse numéricamente si se cuenta con monitoreo del tránsito, o bien puede estimarse como porcentaje del TPD. Esto es más fácil en tanto se cuente con información de caminos cercanos cuyos patrones de tránsito, tendencias de crecimiento y composiciones son conocidos. Ambas cosas se facilitan, ya que en la actualidad hay equipo sencillo para el pesaje de vehículos en movimiento.

Factor de tránsito pesado. FTP

Es el cociente que se obtiene de dividir el total de ESAL's que representan todo el conjunto de ejes de camiones pesados entre el número de estos últimos

$$FTP = \frac{ESAL's}{No\ camiones}$$

Este factor se puede aplicar a todos los camiones, excepto en aquellos casos en que se prevea que el crecimiento es diferente para cierto grupo de camiones pesados, en cuyo caso se multiplicará cada grupo por su factor respectivo. Conocido el tránsito, el valor de FTP puede conocerse, suponiendo el nivel de rechazo, p_r , y un espesor tentativo de la losa de rodamiento, D_f . De esta manera se podrá entrar a tablas y encontrar los factores de equivalencia, FCEE, correspondientes.

Factor de crecimiento, F.C.

El factor de crecimiento, F.C., puede determinarse asignando una tasa de crecimiento constante, r , al tránsito promedio en toda la vida de proyecto :

$$F.C. = [1 + (1+r)^A] \quad \text{Ec. 8.12}$$

La PCA utiliza el tránsito a la mitad del período de diseño como el de diseño:

$$F.C. = (1 + r)^{0.5 A} \quad \text{Ec.8.13}$$

Ver la tabla 8.1.

Tabla 8.1		
Crecimiento anual, en %	Período de diseño de 20 años	Período de diseño de 40 años
1.0	1.1	1.2
1.5	1.2	1.3
2.0	1.2	1.5
2.5	1.3	1.6
3.0	1.3	1.8
3.5	1.4	2.0
4.0	1.5	2.2
4.5	1.6	2.4
5.0	1.6	2.7
5.5	1.7	2.9
6.0	1.8	3.2

La AASHTO y el Instituto del Asfalto utilizan el tránsito a lo largo de la vida del proyecto para determinar el factor de crecimiento total:

$$(F.C.)\text{ total} = (F.C.) \cdot (A) = \frac{(1 + r)^A - 1}{r} \quad \text{Ec. 8.14}$$

Tabla 8.2 Tasa de crecimiento anual, r, porcentaje

Período de diseño, años	Sin crecimiento	2	4	5	6	7	8	10
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	2.0	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.0	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.0	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.0	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.0	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.0	7.43	7.9	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.0	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.0	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.0	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	11.0	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	12.0	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	13.0	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	14.0	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	15.0	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	16.0	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	17.0	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	18.0	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	19.0	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	20	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	25	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	30	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	35	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

Tabla 8.3

Número de carriles en ambas direcciones	Porcentaje de ESAL's (18 kips) en el carril de diseño
1	100
2	80 - 100
3	60
4	50 - 75

Si la tasa de crecimiento es cero, el factor de crecimiento será el del período de análisis. Ver valores de esta ecuación en la tabla 8.2.

Este factor de crecimiento (F.C.) multiplicado por la estimación del tránsito durante el primer año dará el tránsito total, en ESAL's, en el período de diseño.

Factor de distribución por carril

Sólo en los casos en que existan dos carriles, cada uno de ellos representará el de diseño; este factor de distribución será

del 100 %. En los casos de autopistas o caminos de más de dos carriles, rige el de baja o el exterior.

La distribución de camiones pesados en carreteras de carriles múltiples ha sido estudiada en los Estados Unidos (Darter et al, 1985⁴), y de estos estudios se desprende que de 129 sitios monitoreados en el período 1982 a 1983 en seis estados, el porcentaje tal factor varía de 66 a 94 % para caminos de cuatro carriles.

En el caso de autopistas de más de tres en cada dirección, el rango es de 49 a 82 %.

Con esta información, la PCA⁵ desarrolló una gráfica para obtener los porcentajes de vehículos pesados para el carril de diseño cuando ya se conoce el tránsito promedio diario, TPD (Ver figura 8.2)

Se puede establecer un rango común en los valores del factor de distribución (Ref. 3):

En el capítulo 9 se proporciona un ejemplo de aplicación.

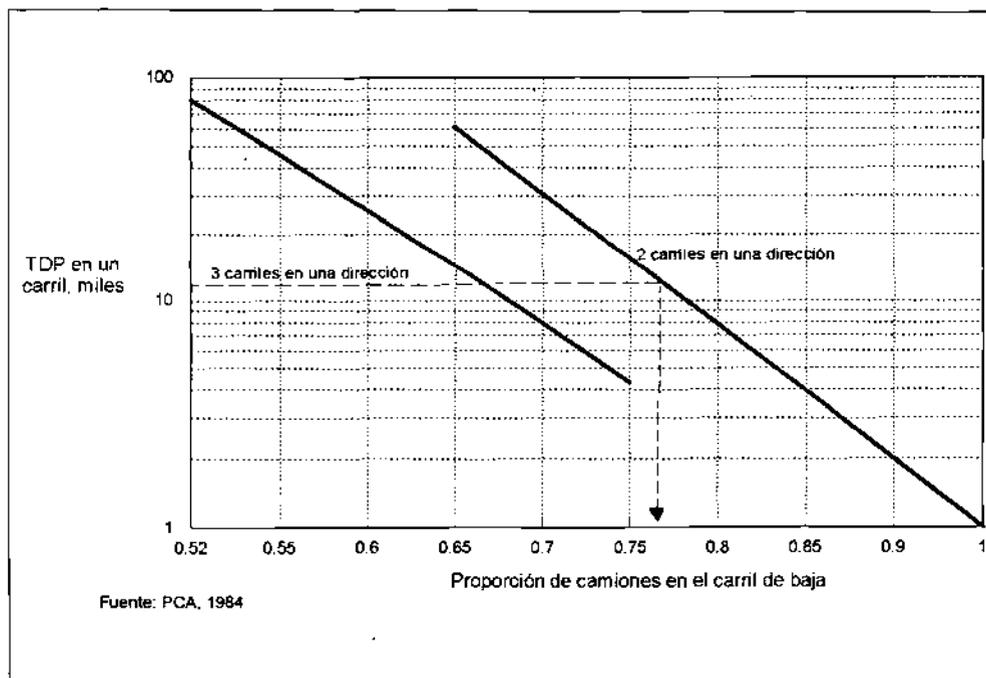


Figura 8.2 Factor de distribución por carril

Tabla 8.4 Factores de equivalencia de carga para pavimentos rígidos, ejes sencillos Pt de 2.0

Carga Por eje (ton)	Espesor de losa, cm								
	15	17.5	20	23	25	28	30	33	35.5
1	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
2	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
3	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
4	0.035	0.033	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032
5	0.087	0.84	0.082	0.081	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080
5.5	0.186	0.180	0.176	0.175	0.174	0.174	0.173	0.173	0.173
6.5	0.353	0.346	0.341	0.338	0.337	0.336	0.336	0.336	0.336
7.0	0.614	0.609	0.604	0.601	0.599	0.599	0.598	0.598	0.598
8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
9	1.55	1.56	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59	1.59	1.59
10	2.32	2.32	2.35	2.38	2.40	2.41	2.41	2.41	2.42
11	3.37	3.34	3.40	3.47	3.51	3.53	3.54	3.55	3.55
12	4.76	4.69	4.77	4.88	4.97	5.02	5.04	5.06	5.06
13	6.58	6.44	6.52	6.70	6.85	6.94	7.00	7.02	7.04
14	8.92	8.68	8.74	8.98	9.23	9.39	9.48	9.54	9.56
14.5	11.9	11.5	11.5	11.8	12.2	12.4	12.6	12.7	12.7
15.5	15.5	15.0	14.9	15.3	15.8	16.2	16.4	16.6	16.7
16.5	20.1	19.3	19.2	19.5	20.1	20.7	21.1	21.4	21.5
17	25.6	24.5	24.3	24.6	25.4	26.1	26.7	27.1	27.4
18	32.2	30.8	30.4	30.7	31.6	32.6	33.4	34.0	34.4
19	40.1	38.4	37.7	38.0	38.9	40.1	41.3	42.1	42.7
20	49.4	47.3	46.4	46.6	47.6	49.0	50.4	51.6	52.4
21	60.4	57.7	56.6	56.7	57.7	59.3	61.1	62.6	63.7
22	73.2	69.9	68.4	68.4	69.4	71.2	73.3	75.3	76.8
23	88.0	84.1	82.2	82.0	83.0	84.9	87.4	89.8	91.7

Pt: nivel de rechazo

Tabla 8.5 Factores de equivalencia de carga para pavimentos, eje tandem Pt de 2.0

Carga Por eje (ton)	Espesor de losa, D cm								
	15	17.5	20	23	25	28	30	33	35.5
1.0	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
2.0	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005
3.0	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
4.0	0.006	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
4.5	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012
5.5	0.028	0.026	0.026	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
6.5	0.051	0.049	0.048	0.047	0.047	0.047	0.047	0.047	0.047
7.0	0.087	0.084	0.082	0.081	0.081	0.080	0.080	0.080	0.080
8.0	0.141	0.136	0.133	0.132	0.131	0.131	0.131	0.131	0.131
9.0	0.216	0.210	0.206	0.204	0.203	0.203	0.203	0.203	0.203
10.0	0.319	0.313	0.307	0.305	0.304	0.303	0.303	0.303	0.303
11.0	0.454	0.449	0.444	0.441	0.440	0.439	0.439	0.439	0.439
12.0	0.629	0.626	0.622	0.620	0.618	0.618	0.618	0.618	0.618
13.0	0.852	0.851	0.850	0.850	0.850	0.849	0.849	0.849	0.849
14.0	1.13	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
14.5	1.48	1.48	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51	1.51	1.51
15.5	1.90	1.90	1.93	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97	1.97
16.5	2.42	2.41	2.45	2.49	2.51	2.52	2.53	2.53	2.53
17.0	3.04	3.02	3.07	3.13	3.17	3.19	3.20	3.20	3.21
18.0	3.79	3.74	3.80	3.89	3.95	3.98	4.00	4.01	4.01
19.0	4.67	4.59	4.66	4.78	4.87	4.93	4.95	4.97	4.97
20.0	5.72	5.59	5.67	5.82	5.95	6.03	6.07	6.09	6.10
21.0	6.94	6.76	6.83	7.02	7.20	7.31	7.37	7.41	7.43
22.0	8.36	8.12	8.17	8.40	8.63	8.79	8.88	8.93	8.96
23.0	10.00	9.69	9.72	9.98	10.27	10.49	10.62	10.69	10.73
24.0	11.9	11.5	11.5	11.8	12.1	12.4	12.6	12.7	12.8
24.5	14.0	13.5	13.5	13.8	14.2	14.6	14.9	15.0	15.1
25.5	16.5	15.9	15.8	16.1	16.6	17.1	17.4	17.6	17.7
26.5	19.3	18.5	18.4	18.7	19.3	19.8	20.3	20.5	20.7
27.0	22.4	21.5	21.3	21.6	22.3	22.9	23.5	23.8	24.0
28.0	25.9	24.9	24.6	24.9	25.6	26.4	27.0	27.5	27.7
29.0	29.9	28.6	28.2	28.5	29.3	30.2	31.0	31.6	31.9
30.0	34.3	32.8	32.3	32.6	33.4	34.4	35.4	36.1	36.5
31.0	39.2	37.5	36.8	37.1	37.9	39.1	40.2	41.1	41.6
32.0	44.6	42.7	41.9	42.1	42.9	44.2	45.5	46.6	47.3
33.0	50.6	48.4	47.5	47.6	48.5	49.9	51.4	52.6	53.5
33.5	57.3	54.7	53.6	53.6	54.6	56.1	57.7	59.2	60.3
34.5	64.6	61.7	60.4	60.3	61.2	62.8	64.7	66.4	67.7
35.5	72.5	69.3	67.8	67.7	68.6	70.2	72.3	74.3	75.8
36.5	81.3	77.6	75.9	75.7	76.6	78.3	80.6	82.8	84.7
37.0	90.9	86.7	84.7	84.4	85.3	87.1	89.6	92.1	94.2
38.0	101.0	97.0	94.	94.0	95.0	97.0	99.0	102.0	105.0
39.0	113.0	107.0	105.0	104.0	105.0	107.0	110.0	113.0	116.0
40.0	125.0	119.0	116.0	116.0	116.0	118.0	121.0	125.0	128.0
41.6	138.0	132.0	129.0	128.0	129.0	131.0	134.0	137.0	141.0

Pt: nivel de rechazo

Tabla 8.6 Factores de equivalencia de carga para pavimentos rígidos, ejes triples, Pt de 2.0

Carga Por eje (ton)	Espesor de losa, D cm								
	15	17.5	20	23	25	28	30	33	35.5
1.0	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
2.0	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003
3.0	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009
4.0	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
4.5	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
5.5	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009
6.5	0.018	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016
7.0	0.030	0.029	0.028	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027
8.0	0.047	0.045	0.044	0.044	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043
9.0	0.072	0.069	0.067	0.066	0.066	0.066	0.066	0.066	0.066
10.0	0.105	0.101	0.099	0.098	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097
11.0	0.149	0.144	0.141	0.139	0.139	0.138	0.138	0.138	0.138
12.0	0.205	0.199	0.195	0.194	0.193	0.192	0.192	0.192	0.192
13.0	0.276	0.270	0.265	0.263	0.262	0.262	0.262	0.262	0.261
14.0	0.364	0.359	0.354	0.351	0.350	0.349	0.349	0.349	0.349
14.5	0.472	0.468	0.463	0.460	0.459	0.458	0.458	0.458	0.458
15.5	0.603	0.600	0.596	0.594	0.593	0.592	0.592	0.592	0.592
16.5	0.759	0.758	0.757	0.756	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
17.0	0.946	0.947	0.949	0.950	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951
18.0	1.17	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.19
19.0	1.42	1.43	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46
20.0	1.73	1.73	1.75	1.77	1.78	1.78	1.79	1.79	1.79
21.0	2.08	2.07	2.10	2.13	2.15	2.16	2.16	2.16	2.17
22.0	2.48	2.47	2.51	2.55	2.58	2.59	2.60	2.60	2.61
23.0	2.95	2.92	2.97	3.03	3.07	3.09	3.10	3.11	3.11
24.0	3.48	3.44	3.50	3.58	3.63	3.66	3.68	3.69	3.69
24.5	4.09	4.03	4.09	4.20	4.27	4.31	4.33	4.35	4.35
25.5	4.78	4.69	4.76	4.89	4.99	5.05	5.08	5.09	5.10
26.5	5.57	5.44	5.51	5.66	5.79	5.87	5.91	5.94	5.95
27.0	6.45	6.29	6.35	6.53	6.69	6.79	6.85	6.88	6.90
28.0	7.43	7.23	7.28	7.49	7.69	7.82	7.90	7.94	7.97
29.0	8.54	8.28	8.32	8.55	8.80	8.97	9.07	9.13	9.16
30.0	9.76	9.46	9.48	9.73	10.02	10.24	10.37	10.44	10.48
31.0	11.1	10.8	10.8	11.0	11.4	11.6	11.8	11.9	12.0
32.0	12.6	12.2	12.2	12.5	12.8	13.2	13.4	13.5	13.6
33.0	14.3	13.8	13.7	14.0	14.5	14.9	15.1	15.3	15.4
33.5	16.1	15.5	15.4	15.7	16.2	16.7	17.0	17.2	17.3
34.5	18.2	17.5	17.3	17.6	18.2	18.7	19.1	19.3	19.5
35.5	20.4	19.6	19.4	19.7	20.3	20.9	21.4	21.7	21.8
36.5	22.8	21.9	21.6	21.9	22.6	23.3	23.8	24.2	24.4
37.0	25.4	24.4	24.1	24.4	25.0	25.8	26.5	26.9	27.2
38.0	28.3	27.1	26.7	27.0	27.7	28.6	29.4	29.9	30.2
39.0	31.4	30.1	29.6	29.9	30.7	31.6	32.5	33.1	33.5
40.0	34.8	33.3	32.8	33.0	33.8	34.8	35.8	36.6	37.1
41.0	38.5	36.8	36.2	36.4	37.2	38.3	39.4	40.3	40.9

Pt: nivel de rechazo

Tabla 8.7 Factores de equivalencia de carga para pavimentos rígidos, ejes sencillos, Pt de 2.5

Carga Por eje (ton)	Espesor de losa D, cm								
	15	17.5	20	23	25	28	30	33	35.50
1.0	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
2.0	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
3.0	0.012	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
4.0	0.039	0.035	0.033	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032
4.5	0.097	0.089	0.084	0.082	0.081	0.080	0.080	0.080	0.080
5.5	0.203	0.189	0.181	0.176	0.175	0.174	0.174	0.173	0.173
6.5	0.376	0.360	0.347	0.341	0.338	0.337	0.336	0.336	0.336
7.0	0.634	0.623	0.610	0.604	0.601	0.599	0.599	0.599	0.598
8.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
9.0	1.51	1.52	1.55	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59	1.59
10.0	2.21	2.20	2.28	2.34	2.38	2.40	2.41	2.41	2.41
11.0	3.16	3.10	3.22	3.36	3.45	3.50	3.53	3.54	3.55
12.0	4.41	4.26	4.42	4.67	4.85	4.95	5.01	5.04	5.05
13.0	6.05	5.76	5.92	6.29	6.61	6.81	6.92	6.98	7.01
14.0	8.16	7.67	7.79	8.28	8.79	9.14	9.35	9.46	9.52
14.5	10.8	10.1	10.1	10.7	11.4	12.0	12.3	12.6	12.7
15.5	14.1	13.0	12.9	13.6	14.6	15.4	16.0	16.4	16.5
16.5	18.2	16.7	16.4	17.1	18.3	19.5	20.4	21.0	21.3
17.0	23.1	21.1	20.6	21.3	22.7	24.3	25.6	26.4	27.0
18.0	29.1	26.5	25.7	26.3	27.9	29.9	31.6	32.9	33.7
19.0	36.2	32.9	31.7	32.2	34.0	36.3	38.7	40.4	41.6
20.0	44.6	40.4	38.8	39.2	41.0	43.8	46.7	49.1	50.8
21.0	54.5	49.3	47.1	47.3	49.2	52.3	55.9	59.0	61.4
22.0	66.1	59.7	56.9	56.8	58.7	62.1	66.3	70.3	73.4
23.0	79.4	71.7	68.2	67.8	69.6	73.3	78.1	83.0	87.1

Pt: nivel de rechazo

Tabla 8.8 Factores de equivalencia de carga para pavimentos rígidos, ejes tandem, Pt de 2.5

Carga Por eje (ton)	Espesor de losa D, cm								
	15	17.8	20	23	25.5	28.0	30.0	33	35.5
1.0	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
2.0	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005
3.0	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
4.0	0.007	0.006	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
4.5	0.015	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012
5.5	0.031	0.028	0.026	0.026	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
6.5	0.057	0.052	0.049	0.048	0.047	0.047	0.047	0.047	0.047
7.0	0.097	0.089	0.084	0.082	0.081	0.081	0.080	0.080	0.080
8.0	0.155	0.143	0.136	0.133	0.132	0.131	0.131	0.131	0.131
9.0	0.234	0.220	0.211	0.206	0.204	0.203	0.203	0.203	0.203
10.0	0.340	0.325	0.313	0.308	0.305	0.304	0.303	0.303	0.303
11.0	0.475	0.462	0.450	0.444	0.441	0.440	0.439	0.439	0.439
12.0	0.644	0.637	0.627	0.622	0.620	0.619	0.618	0.618	0.618
13.0	0.855	0.854	0.852	0.850	0.850	0.850	0.849	0.849	0.849
14.0	1.11	1.12	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
14.5	1.43	1.44	1.47	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51	1.51
15.5	1.82	1.82	1.87	1.92	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97
16.5	2.29	2.27	2.35	2.43	2.48	2.51	2.52	2.52	2.53
17.0	2.85	2.80	2.91	3.03	3.12	3.16	3.18	3.20	3.20
18.0	3.52	3.42	3.55	3.74	3.87	3.94	3.98	4.00	4.01
19.0	4.32	4.16	4.30	4.55	4.74	4.86	4.91	4.95	4.96
20.0	5.26	5.01	5.16	5.48	5.75	5.92	6.01	6.06	6.09
21.0	6.36	6.01	6.14	6.53	6.90	7.14	7.28	7.36	7.40
22.0	7.64	7.16	7.27	7.73	8.21	8.55	8.75	8.86	8.92
23.0	9.11	8.50	8.55	9.07	9.68	10.14	10.42	10.58	10.66
24.0	10.8	10.0	10.0	10.6	11.3	11.9	12.3	12.5	12.7
24.5	12.8	11.8	11.7	12.3	13.2	13.9	14.5	14.8	14.9
25.5	15.0	13.8	13.6	14.2	15.2	16.2	16.8	17.3	17.5
26.5	17.5	16.0	15.7	16.3	17.5	18.6	19.5	20.1	20.4
27.0	20.3	18.5	18.1	18.7	20.0	21.4	22.5	23.2	23.6
28.0	23.5	21.4	20.8	21.4	22.8	24.4	25.7	26.7	27.3
29.0	27.0	24.6	23.8	24.4	25.8	27.7	29.3	30.5	31.3
30.0	31.0	28.1	27.1	27.6	29.2	31.3	33.2	34.7	35.7
31.0	35.4	32.1	30.9	31.3	32.9	35.2	37.5	39.3	40.5
32.0	40.3	36.5	35.0	35.3	37.0	39.5	42.1	44.3	45.9
33.0	45.7	41.4	39.6	39.8	41.5	44.2	47.2	49.8	51.7
33.5	51.7	46.7	44.6	44.7	46.4	49.3	52.7	55.7	58.0
34.5	58.3	52.6	50.2	50.1	51.8	54.9	58.6	62.1	64.8
35.5	65.5	59.1	56.3	56.1	57.7	60.9	65.0	69.0	72.3
36.5	73.4	66.2	62.9	62.5	64.2	67.5	71.9	76.4	80.2
37.0	82.0	73.9	70.2	69.6	71.2	74.7	79.4	84.4	88.8
38.0	91.4	82.4	78.1	77.3	78.9	82.4	87.4	93.0	98.1
39.0	102.0	92.0	87.0	86.0	87.0	91.0	96.0	102.0	108.0
40.0	113.0	102.0	96.0	95.0	96.0	100.0	105.0	112.0	119.0
41.0	125.0	112.0	106.0	105.0	106.0	110.0	115.0	123.0	130.0

Pt: nivel de rechazo

Tabla 8.9 Factores de equivalencia de carga para pavimentos rígidos, ejes triples, Pt de 2.5

Carga Por eje (ton)	Espesor de losa, D cm								
	15	17.8	20	23	25.5	28	30.0	33.0	35.5
1.0	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
2.0	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003
3.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
4.0	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
4.5	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
5.5	0.011	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009
6.5	0.020	0.018	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016
7.0	0.033	0.030	0.029	0.028	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027
8.0	0.053	0.048	0.045	0.044	0.044	0.043	0.043	0.043	0.043
9.0	0.080	0.073	0.069	0.067	0.066	0.066	0.066	0.066	0.066
10.0	0.116	0.107	0.101	0.099	0.098	0.097	0.097	0.097	0.097
11.0	0.163	0.151	0.144	0.141	0.139	0.139	0.138	0.138	0.138
12.0	0.222	0.209	0.200	0.195	0.194	0.193	0.192	0.192	0.192
13.0	0.295	0.281	0.271	0.265	0.263	0.262	0.262	0.262	0.262
14.0	0.384	0.371	0.359	0.354	0.351	0.350	0.349	0.349	0.349
14.5	0.490	0.480	0.468	0.463	0.460	0.459	0.458	0.458	0.458
15.5	0.616	0.609	0.601	0.596	0.594	0.593	0.592	0.592	0.592
16.5	0.765	0.762	0.759	0.757	0.756	0.755	0.755	0.755	0.755
17.0	0.939	0.941	0.946	0.948	0.950	0.951	0.951	0.951	0.951
18.0	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
19.0	1.38	1.38	1.41	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46	1.46
20.0	1.65	1.65	1.70	1.74	1.77	1.78	1.78	1.78	1.79
21.0	1.97	1.96	2.03	2.09	2.13	2.15	2.16	2.16	2.16
22.0	2.34	2.31	2.40	2.49	2.55	2.58	2.59	2.60	2.60
23.0	2.76	2.71	2.81	2.94	3.02	3.07	3.09	3.10	3.11
24.0	3.24	3.15	3.27	3.44	3.56	3.62	3.66	3.68	3.68
24.5	3.79	3.66	3.79	4.00	4.16	4.26	4.30	4.33	4.34
25.5	4.41	4.23	4.37	4.63	4.84	4.97	5.03	5.07	5.09
26.5	5.12	4.87	5.00	5.32	5.59	5.76	5.85	5.90	5.93
27.0	5.91	5.59	5.71	6.08	6.42	6.64	6.77	6.84	6.87
28.0	6.80	6.39	6.50	6.91	7.33	7.62	7.79	7.88	7.93
29.0	7.79	7.29	7.37	7.82	8.33	8.70	8.92	9.04	9.11
30.0	8.90	8.28	8.33	8.83	9.42	9.88	10.17	10.33	10.42
31.0	10.1	9.4	9.4	9.9	10.6	11.2	11.5	11.7	11.9
32.0	11.5	10.6	10.6	11.1	11.9	12.6	13.0	13.3	13.5
33.0	13.0	12.0	11.8	12.4	13.3	14.1	14.7	15.0	15.2
33.5	14.6	13.5	13.2	13.8	14.8	15.8	16.5	16.9	17.1
34.5	16.5	15.1	14.8	15.4	16.5	17.6	18.4	18.9	19.2
35.5	18.5	16.9	16.5	17.1	18.2	19.5	20.5	21.1	21.5
36.5	20.6	18.8	18.3	18.9	20.2	21.6	22.7	23.5	24.0
37.0	23.0	21.0	20.3	20.9	22.2	23.3	25.2	26.1	26.7
38.0	25.6	23.3	22.5	23.1	24.5	26.2	27.8	28.9	29.6
39.0	28.4	25.8	24.9	25.4	26.9	28.8	30.5	31.9	32.8
40.0	31.5	28.6	27.5	27.9	29.4	31.5	33.5	35.1	36.1
41.0	34.8	31.5	30.3	30.7	32.2	34.4	36.7	38.5	39.8

Pt: nivel de rechazo

Tabla 8.10 Factores de equivalencia de carga para pavimentos rígidos, ejes sencillos, Pt de 3.0

Carga Por eje (ton)	Espesor de losa, D cm								
	15	17.5	20	23	25	28	30	33	35.5
1.0	0.0003	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
2.0	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
3.0	0.014	0.012	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
4.0	0.045	0.038	0.034	0.033	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032
4.5	0.111	0.095	0.087	0.083	0.081	0.081	0.080	0.080	0.080
5.5	0.228	0.202	0.186	0.179	0.176	0.174	0.174	0.174	0.173
6.5	0.408	0.378	0.355	0.344	0.340	0.337	0.337	0.336	0.336
7.0	0.660	0.640	0.619	0.608	0.603	0.600	0.599	0.599	0.599
8.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
9.0	1.46	1.47	1.52	1.55	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59
10.0	2.07	2.06	2.18	2.29	2.35	2.38	2.40	2.41	2.41
11.0	2.90	2.81	3.00	3.23	3.38	3.47	3.51	3.53	3.54
12.0	4.00	3.77	4.01	4.40	4.70	4.87	4.96	5.01	5.04
13.0	5.43	4.99	5.23	5.80	6.31	6.65	6.83	6.93	6.98
14.0	7.27	6.53	6.72	7.46	8.25	8.83	9.17	9.36	9.46
14.5	9.59	8.47	8.53	9.42	10.54	11.44	12.03	12.37	12.56
15.5	12.5	10.9	10.7	11.7	13.2	14.5	15.5	16.0	16.4
16.5	16.0	13.8	13.4	14.4	16.2	18.1	19.5	20.4	21.0
17.0	20.4	17.4	16.7	17.7	19.8	22.2	24.2	25.6	26.4
18.0	25.6	21.8	20.6	21.5	23.8	26.8	29.5	31.5	32.9
19.0	31.8	26.9	25.3	26.0	28.5	32.0	35.5	38.4	40.3
20.0	39.2	33.1	30.8	31.3	33.9	37.9	42.3	46.1	48.8
21.0	47.8	40.3	37.2	37.5	40.1	44.5	49.8	54.7	58.5
22.0	57.9	48.6	44.8	44.7	47.3	52.1	58.2	64.3	69.4
23.0	69.6	58.4	53.6	53.1	55.6	60.6	67.6	75.0	81.4

Pt: nivel de rechazo

Tabla 8.11 Factores de equivalencia de carga para pavimentos rígidos, ejes tandem, Pt de 3.0

Carga Por eje (ton)	Espesor de losa, D cm								
	15	17.5	20	23	25	28	30	33	35.5
1.0	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
2.0	0.0007	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005
3.0	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
4.0	0.008	0.006	0.006	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
4.5	0.018	0.015	0.013	0.013	0.013	0.012	0.012	0.012	0.012
5.5	0.036	0.030	0.027	0.026	0.026	0.025	0.025	0.025	0.025
6.5	0.066	0.056	0.050	0.048	0.047	0.047	0.047	0.047	0.047
7.0	0.111	0.095	0.087	0.083	0.081	0.081	0.081	0.080	0.080
8.0	0.174	0.153	0.140	0.135	0.132	0.131	0.131	0.131	0.131
9.0	0.260	0.234	0.217	0.209	0.205	0.204	0.203	0.203	0.203
10.0	0.368	0.341	0.321	0.311	0.307	0.305	0.304	0.303	0.303
11.0	0.502	0.479	0.458	0.447	0.443	0.440	0.440	0.439	0.439
12.0	0.664	0.651	0.634	0.625	0.621	0.619	0.618	0.618	0.618
13.0	0.859	0.857	0.853	0.851	0.850	0.850	0.850	0.849	0.849
14.0	1.09	1.10	1.12	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
14.5	1.38	1.38	1.44	1.47	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51
15.5	1.72	1.71	1.80	1.88	1.93	1.95	1.96	1.97	1.97
16.5	2.13	2.10	2.23	2.36	2.45	2.49	2.51	2.52	2.52
17.0	2.62	2.54	2.71	2.92	3.06	3.13	3.17	3.19	3.20
18.0	3.21	3.05	3.26	3.55	3.76	3.89	3.95	3.98	4.00
19.0	3.90	3.65	3.87	4.26	4.58	4.77	4.87	4.92	4.95
20.0	4.72	4.35	4.57	5.06	5.50	5.78	5.94	6.02	6.06
21.0	5.68	5.16	5.36	5.95	6.54	6.94	7.17	7.29	7.36
22.0	6.80	6.10	6.25	6.93	7.69	8.24	8.57	8.76	8.86
23.0	8.09	7.17	7.26	8.03	8.96	9.70	10.17	10.43	10.58
24.0	9.57	8.41	8.40	9.24	10.36	11.32	11.96	12.33	12.54
24.5	11.3	9.8	9.7	10.6	11.9	13.1	14.0	14.5	14.8
25.5	13.2	11.4	11.2	12.1	13.6	15.1	16.2	16.9	17.3
26.5	15.4	13.2	12.8	13.7	15.4	17.2	18.6	19.5	20.1
27.0	17.9	15.3	14.7	15.6	17.4	19.5	21.3	22.5	23.2
28.0	20.6	17.6	16.8	17.6	19.6	22.0	24.1	25.7	26.6
29.0	23.7	20.2	19.1	19.9	22.0	24.7	27.3	29.2	30.4
30.0	27.2	23.1	21.7	22.4	24.6	27.6	30.6	33.0	34.6
31.0	31.1	26.3	24.6	25.2	27.4	30.8	34.3	37.1	39.2
32.0	35.4	29.8	27.8	28.2	30.6	34.2	38.2	41.6	44.1
33.0	40.1	33.8	31.3	31.6	34.0	37.9	42.3	46.4	49.4
33.5	45.3	38.1	35.2	35.4	37.7	41.8	46.8	51.5	55.2
34.5	51.1	42.9	39.5	39.5	41.8	46.1	51.5	56.9	61.3
35.5	57.4	48.2	44.3	44.0	46.3	50.7	56.6	62.7	67.9
36.5	64.3	53.9	49.4	48.9	51.1	55.8	62.1	68.9	74.9
37.0	71.8	60.2	55.1	54.3	56.5	61.2	67.9	75.5	82.4
38.0	80.0	67.0	61.2	60.2	62.2	67.0	74.2	82.4	90.3
39.0	89.0	74.5	67.9	66.5	68.5	73.4	80.8	89.8	98.7
40.0	98.7	82.5	75.2	73.5	75.3	80.2	88.0	97.7	107.5
41.0	109.0	91.0	83.0	81.0	83.0	88.0	96.0	106.0	117.0

Pt: nivel de rechazo

Tabla 8.12 Factores de equivalencia de carga para pavimentos rígidos, ejes triples, Pt de 3.0

Carga Por eje (ton)	Espesor de losa, D cm								
	15	17.5	20	23	25	28	30	33	35.5
1.0	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
2.0	0.0004	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003
3.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
4.0	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
4.5	0.007	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
5.5	0.013	0.011	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009
6.5	0.023	0.020	0.018	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016
7.0	0.039	0.033	0.030	0.028	0.028	0.027	0.027	0.027	0.027
8.0	0.061	0.052	0.047	0.045	0.044	0.044	0.043	0.043	0.043
9.0	0.091	0.078	0.071	0.068	0.067	0.066	0.066	0.066	0.066
10.0	0.132	0.114	0.104	0.100	0.098	0.097	0.097	0.097	0.097
11.0	0.183	0.161	0.148	0.143	0.140	0.139	0.139	0.138	0.138
12.0	0.246	0.221	0.205	0.198	0.195	0.193	0.193	0.192	0.192
13.0	0.322	0.296	0.277	0.268	0.265	0.263	0.262	0.262	0.262
14.0	0.411	0.387	0.367	0.357	0.353	0.351	0.350	0.349	0.349
14.5	0.515	0.495	0.476	0.466	0.462	0.460	0.459	0.458	0.458
15.5	0.634	0.622	0.607	0.599	0.595	0.594	0.593	0.592	0.592
16.5	0.772	0.768	0.762	0.758	0.756	0.756	0.755	0.755	0.755
17.0	0.930	0.934	0.942	0.947	0.949	0.950	0.951	0.951	0.951
18.0	1.11	1.12	1.15	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
19.0	1.32	1.33	1.38	1.42	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46
20.0	1.56	1.56	1.64	1.71	1.75	1.77	1.78	1.78	1.78
21.0	1.84	1.83	1.94	2.04	2.10	2.14	2.15	2.16	2.16
22.0	2.16	2.12	2.26	2.41	2.51	2.56	2.58	2.59	2.60
23.0	2.53	2.45	2.61	2.82	2.96	3.03	3.07	3.09	3.10
24.0	2.95	2.82	3.01	3.27	3.47	3.58	3.63	3.66	3.68
24.5	3.43	3.23	3.43	3.77	4.03	4.18	4.27	4.31	4.33
25.5	3.98	3.70	3.90	4.31	4.65	4.86	4.98	5.04	5.07
26.5	4.59	4.22	4.42	4.90	5.34	5.62	5.78	5.86	5.90
27.0	5.28	4.80	4.99	5.54	6.08	6.45	6.66	6.78	6.84
28.0	6.06	5.45	5.61	6.23	6.89	7.36	7.64	7.80	7.88
29.0	6.92	6.18	6.29	6.98	7.76	8.36	8.72	8.93	9.04
30.0	7.89	6.98	7.05	7.78	8.70	9.44	9.91	10.18	10.33
31.0	8.96	7.88	7.87	8.66	9.71	10.61	11.20	11.55	11.75
32.0	10.2	8.9	8.8	9.6	10.8	11.9	12.6	13.1	13.3
33.0	11.5	10.0	9.8	10.6	12.0	13.2	14.1	14.7	15.0
33.5	12.9	11.2	10.9	11.7	13.2	14.7	15.8	16.5	16.9
34.5	14.5	12.5	12.1	12.9	14.5	16.2	17.5	18.4	18.9
35.5	16.2	13.9	13.4	14.2	15.9	17.8	19.4	20.5	21.1
36.5	18.2	15.5	14.8	15.6	17.4	19.6	21.4	22.7	23.5
37.0	20.2	17.2	16.4	17.2	19.1	21.4	23.5	25.1	26.1
38.0	22.5	19.1	18.1	18.8	20.8	23.4	25.8	27.6	28.8
39.0	25.0	21.2	19.9	20.6	22.6	25.5	28.2	30.4	31.8
40.0	27.6	23.4	21.9	22.5	24.6	27.7	30.7	33.2	35.0
41.0	30.5	25.8	24.1	24.6	26.8	30.0	33.4	36.3	38.3

Pt: nivel de rechazo

Referencias

¹ Darter, M.I., y E.J. Barenberg, 1977 "*Design of Zero - Maintenance Plain Jointed Concrete Pavements*", Reporte No FHWA - RD-77 - 111, Vol. 1, Federal Highway Administration.

² Huang, Y. H., "*Computation of Equivalent Single - Wheel Loads Using Layered Theory*", Highway Research Record 291, Highway Research Board, 1969, pp.144 - 155.

³ "*AASHTO Guide For the Design Of Pavement Structures*", American Association of State And Transportation Officials, 1993, apéndice D.

⁴ "*Portland Cement Concrete Pavement Evaluation System (COPEs)*", Darter, M.I., J.M., Snyder, and R.E., Smith, 1985, NCHRP Report 277, Transportation Research Board.

⁵ "*Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements*", Portland Cement Association, PCA, 1984.

<http://estudiantesingcivil.blogspot.mx/>

El método AASHTO para pavimentos rígidos

En esta publicación se incluyen dos métodos para pavimentos rígidos: el avalado por la Portland Cement Association de Estados Unidos, PCA, y el de la American Association of State Officials, AASHTO. Estos métodos son ampliamente conocidos y aplicados en diferentes países.

En este trabajo se tratarán únicamente los criterios de AASHTO y PCA, por ser los de mayor aceptación en la práctica ingenieril de muchos países para el diseño de pavimentos rígidos, y de los que hay mayor experiencia documentada con respecto a sus aplicaciones.

En algunos países europeos actualmente se aplican soluciones por medio de secciones normalizadas (de catálogo). Para ello se toma en cuenta el tipo de tránsito y las características de los suelos de apoyo, así como las propiedades de los materiales de construcción de las diferentes capas.

9.1 DESCRIPCION DEL METODO

El método se basa en los resultados experimentales obtenidos vía tramos de prueba en Ottawa, Ill., y realizados por AASHTO. La dependencia de ese entonces fue la Highway Research Board, National Academy of Sciences, National Research Council, Washington 25, D.C.

La planeación de este proyecto data de 1951 y la construcción de los diferentes tramos comenzó en 1956.

El objetivo principal de los tramos de prueba fue el de obtener relaciones y correlaciones confiables entre el comportamiento de pavimentos diseñados con los mismos criterios, apoyados en suelos similares y en condiciones de tránsito

exactamente iguales. Las superficies de rodamiento construidas fueron:

- * Carpetas asfálticas
- * Losas de concreto hidráulico sin reforzar
- * Losas de concreto reforzadas de manera continua

Se construyeron seis circuitos de prueba cerrados en sus extremos; cuatro de ellos alcanzaron una longitud de cinco kilómetros, mientras que los dos restantes fueron más cortos. De estos últimos, uno se planeó para estar sin tránsito y poder estudiar el impacto de las condiciones ambientales en las diferentes secciones de pavimento de prueba.

En todos los circuitos se establecieron pasadas de camiones con características y geometrías conocidas.

Estos materiales se dispusieron sobre bases y sub-bases de materiales bien controlados y espesores preestablecidos. En el caso de los pavimentos flexibles, estas dos capas fueron variables. En los rígidos se colocaron losas directamente en el terreno natural y en espesores variables de la capa sub-base granular. El control del tránsito sobre los pavimentos ya terminados se registró desde octubre de 1958 hasta noviembre de 1960. Los resultados de tales tramos de prueba se encuentran en informes especiales¹ de esa época.

Al revisar estos informes nos percatamos de que para iguales arreglos de ejes y pesos de los mismos, las secciones de pavimento flexible a diferentes espesores de las capas de base y sub-base no soportaron las repeticiones de proyecto (aproximadamente 1'114,000). Se observa, por ejemplo, cómo el pavimento asfáltico falló aún para secciones más gruesas (15 cm) entre repeticiones comprendidas entre 141 y 624 mil, para espesores de la base de 7.5 cm y 20 cm, respectivamente. En

el caso de las secciones de concreto sólo fallaron las secciones de (20 cm) independientemente del espesor de la sub-base de apoyo. Algunas de ellas se comportaron aceptablemente con índices de servicio (IS) entre 3.4 y 4.1 con el espesor ya indicado. Más adelante se explica el significado del IS.

El comportamiento de todos los tramos prueba se relacionó con las condiciones de servicio en las diferentes etapas del proyecto, tanto desde las condiciones iniciales como en las etapas intermedias de los tramos sujetos a las cargas repetidas producidas por el tránsito.

Se adoptó medir las condiciones de servicio clasificando la calidad de este último de acuerdo con una escala del 0 al 5, indicando este último número condiciones excelentes del pavimento. Este número fue entonces definido como Calificación Presente del Servicio, CPS.

A efecto de poder medir la influencia de las propiedades físicas y mecánicas de las capas que constituyen el pavimento en su comportamiento ante las cargas y condiciones ambientales, se realizaron correlaciones entre el CPS con las mediciones y observaciones físicas del pavimento. De esta manera se estuvo en condiciones de pronosticar las propiedades físicas del pavimento en función del CPS. La predicción de esta última calificación, así obtenida se definió como Índice Presente de Servicio, IPS.

Al menos dos conclusiones se pueden enumerar de estos tramos de prueba:

- * En todos los niveles de carga por tránsito, un mayor número de secciones de pavimento rígido se comportaron con buenos índices de servicio. Las secciones de pavimento flexible fallaron con bajos números de repeticiones. El índice de servicio de estas últimas secciones fue también muy bajo en la mayoría de los casos.
- * El número de repeticiones de carga de diferente nivel aceptado por las secciones de pavimento rígido con un comportamiento adecuado es independiente de los espesores de la capa sub-base. Lo mismo puede decirse cuando el pavimento de concreto cuenta con refuerzo y cuando no. Según se observó en las pruebas, el refuerzo de secciones de concreto no tuvo mayor influencia en cuanto al número de repeticiones aceptadas por dichas secciones, para buenos índices de servicio.

Con base en estos tramos de prueba, se propuso la ecuación de diseño para pavimento rígido, la cual ha sido modificada desde el inicio de los años sesenta de acuerdo con las observaciones experimentales que han permitido eliminar algunos parámetros de diseño e introducir otros, a fin de tomar en cuenta las propiedades de concreto, las condiciones de apoyo y del tipo ambiental.

En el caso de los pavimentos flexibles se obtuvo una ecuación equivalente. La siguiente relación es la utilizada en la última versión de la ecuación AASHTO, 1993:

Ecuación de la AASHTO para pavimentos rígidos

$$\text{Log}_{10}(W) - Z_R - M_{rm} - 7.35 \cdot \text{Log}_{10}(D + 1) - 0.06 + \frac{\text{Log}_{10} \left[\frac{\Delta \text{PSI}}{4.5 - 1.50} \right]}{1 + \frac{1.624 \cdot 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 \cdot \text{PI}) \cdot \text{Log}_{10} \left[\frac{M_{rm} \cdot C_d \cdot (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \cdot J} \left[\frac{D^{0.75} - \frac{18.42}{0.25}}{\left(\frac{E_c}{K} \right)} \right] \right] \quad \text{Ec. 9.1}$$

Esta ecuación se resuelve a través de un nomograma, tal como se muestra en la figura 9.1. En la actualidad existen programas de cómputo que resuelven tanto esta ecuación como la correspondiente a la de los pavimentos flexibles, siguiendo este mismo criterio².

Las consideraciones de diseño de este método son las siguientes:

Comportamiento del pavimento:

- * Funcional
- * Estructural
- * Seguridad

El primero de ellos se refiere a la seguridad y comodidad con que el pavimento sirve al usuario, es decir la comodidad con que el usuario circula y la seguridad que le ofrece la superficie de rodamiento. A partir de los tramos de prueba a que se hace referencia en párrafos anteriores, se introdujo el concepto de serviciabilidad-comportamiento. Este concepto queda definido por la calificación, del 1 al 5, que se le asigne a la superficie de rodamiento por consenso de usuarios. De esta manera, el Índice de Servicio, IS, puede establecerse a partir de relacionar medidas subjetivas con medidas o características físicas tales como textura, rugosidad, fisuramiento y/o agrietamiento de la superficie de rodamiento. Todo ello contribuye a clasificar el pavimento entre la escala a la que se ha hecho referencia. El Índice de Servicio Inicial se establece como la condición original del pavimento, es decir, corresponde a un valor del IPS mayor. Obviamente al final le corresponde el valor menor o un nivel de rechazo. En sus tramos de prueba, AASHTO estableció como valores iniciales deseables del Índice de Servicio de 4.2 y 4.5 para los pavimentos flexible y rígido, respectivamente. El Índice de Servicio Final o de rechazo queda definido como aquel estado superficial del pavimento en donde existen ya muchas quejas del usuario, y en donde el pavimento ya no cubre las expectativas de comodidad y seguridad para las que fue diseñado. Normalmente con este criterio de diseño se trabaja en el rango de 2 a 2.5, siendo este último el más recomendado en el caso de los pavimentos flexibles.

Lo anterior sugiere que, en caso se utilizar este método, en cada localidad se deberán reunir experiencias para recrear las condiciones físicas del pavimento que deberán corresponder a los índices de servicio inicial y final. Asimismo, es importante

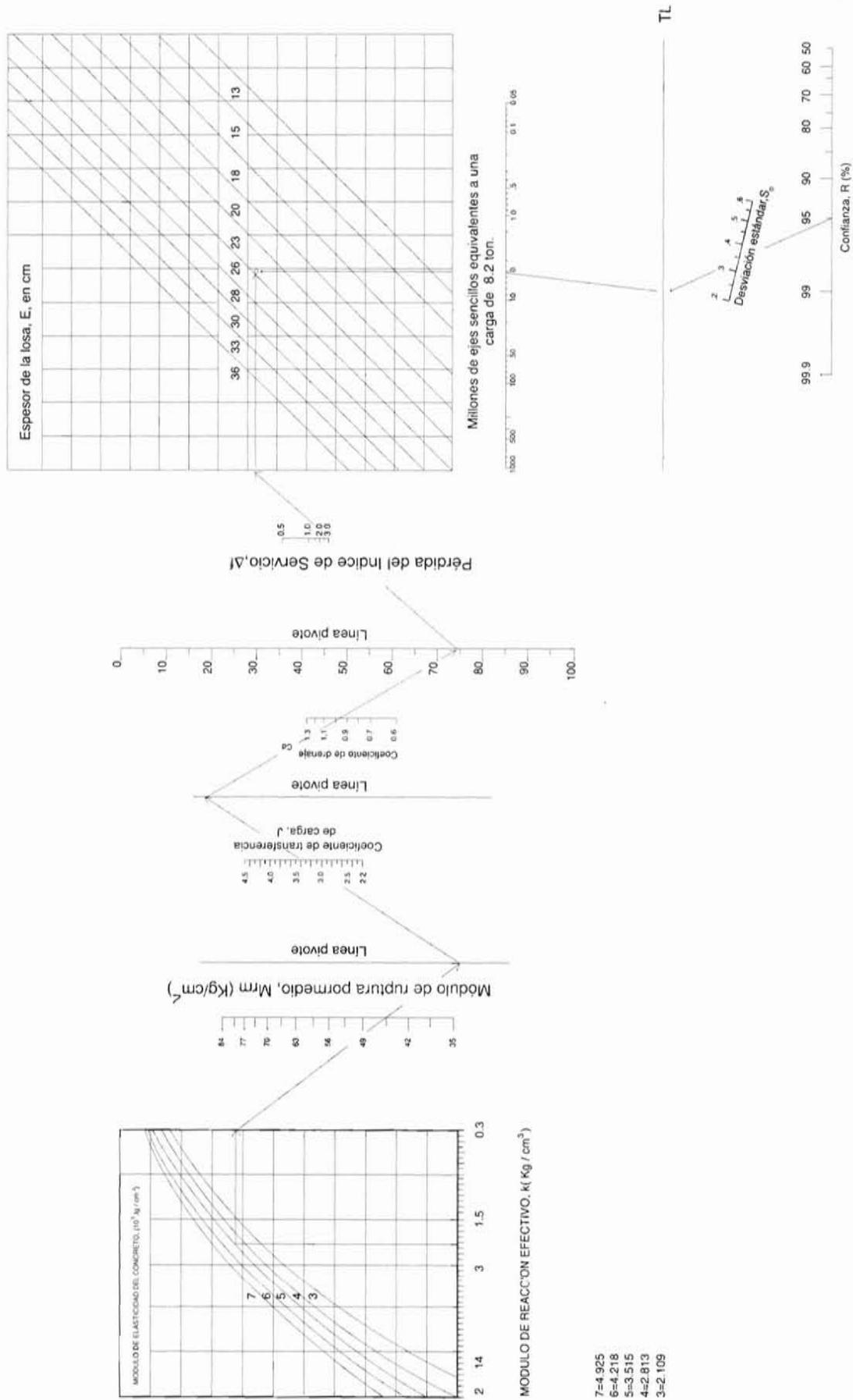


Figura 9.1 Nomograma de diseño para pavimentos rígidos, utilizando valores medios en todas las variables (AASHTO, 1986).

Tabla 9.1 Número total de ejes sencillos equivalentes (ESAL's) para diseño

Clasificación	TPD en ambas direcciones	No. de cajones	VCPD No. por día	ESAL's totales, en miles			
				20 años	30 años	40 años	50 años
Residencial/ Colectoras 0.20 (ESAL's / VCPD)	200 - 1,500	20 - 300	3 - 23	2 - 17*	3 - 25	4 - 34	5 - 42
Colectoras 0.20 (ESAL's / VCPD)	2,000 - 6,000		80 - 240	58 - 175	88 - 268	117 - 350	146 - 438
Arterias secundarias 0.25 (ESAL's / VCPD)	3,000 - 7,000		300 - 700	274 - 639	411 - 958	548 - 1,278	684 - 1,597
Arterias 0.33 (ESAL's / VCPD)	6,000 - 13,000		360 - 780	434 - 940	650 - 1,409	867 - 1,879	1,084 - 2,349
Arterias principales 0.40 (ESAL's / VCPD)	14,000 - 28,000		700 - 1,400	1,022 - 2,044	1,533 - 3,066	2,044 - 4,088	2,555 - 5,110
Areas de negocios 0.35 (ESAL's / VCPD)	11,000 - 17,000		400 - 680	563 - 369	843 - 1,303	1,124 - 1,737	1,304 - 2,172
Industrial 0.38 (ESAL's / VCPD)	2,000 - 4000		350 - 700	485 - 971	728 - 1,456	971 - 1,942	1,214 - 2,427

*Ejemplo: 0.23 (VCPD) x 0.50 (tráfico en una dirección) x 0.20 (coeficiente ESAL's/ VCPD) x 365 (los días del año) x 20 años = 16,790 (es el total de ejes estándares sencillos equivalentes o ESAL's de diseño)

Fuente: "Municipal Concrete Pavement Manual, Guide Specifications and Design Standards", publicación de la American Concrete Pavement Association

destacar que los valores de los parámetros con que se diseñan los pavimentos con este enfoque deberán ser ajustados para cada región en particular, pues todos los valores asignados a cada uno de ellos fueron relacionados con el comportamiento de los pavimentos ante condiciones de ambiente y de intemperismo muy particulares.

El comportamiento estructural y funcional se refiere a sus características físicas que muestra como respuesta a las sollicitaciones, tales como: agrietamientos, alisamiento (superficies derrapantes), fisuramientos por fatiga, etc.

9.2 FACTORES DE DISEÑO

Tránsito

Como sucede en prácticamente todos los métodos, para cuestiones de diseño es necesario distribuir el tránsito lo más apegado a la realidad que sea posible, así como sus tasas de crecimiento probables.

Como ya se mencionó anteriormente, una característica principal de este método es la transformación de las cargas de ejes de todo tipo de vehículos a cargas por ejes sencillos equivalentes de 18 Kips de peso, comúnmente denominados ESAL's, por sus siglas en inglés. Los pesos en ejes de automóviles y camiones pesados se transforman a ejes sencillos equivalentes normalizados (ESAL's), de esta manera se homogeneizan o normalizan todos los ejes de una distribución de tránsito particular. Con el fin de lograr este objetivo se utilizan factores de equivalencia para cada peso de eje. Dichos factores son relativamente similares en concepto a los coeficientes de daño utilizado en los criterios de análisis de pavimentos flexibles.

Los valores de dichos factores se encuentran tabulados de acuerdo con el tipo de eje, su peso, y en función de los valores probables del número estructural, para los pavimentos flexibles, y del espesor probable de losa, en el caso de los pavimentos rígidos.

En el capítulo 8 correspondiente a tránsito, se describió en detalle las formas para caracterizar las cargas vehiculares, ya sea mediante el peso de llantas simples o mediante ejes estándar sencillos equivalentes de 8.2 ton o ESAL's.

En el caso de pavimentos urbanos, es admisible realizar una transformación simplificada de tránsito, tal como la sugerida por la PCA³. Según este enfoque, basándose en información limitada en cuanto a volúmenes y patrones de distribución vehicular en algunas ciudades de la Unión Americana, el tránsito comercial pesado diario que utiliza las diferentes categorías de vialidades se transforma a ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton.

Para proyectos pequeños y aun para dar una idea de los volúmenes de tránsito vehicular, se puede usar la tabla 9.1, obtenida a partir de estudios recabados en E.U.A., y para periodos de diseño de 20 a 50 años, se pueden obtener para cada una de las categorías de vialidades, los ESAL's de diseño en zonas urbanas.

En lo que sigue se describe cada una de las categorías:

- * Calles residenciales pequeñas o locales: son calles cortas con 20 ó 30 casas. Su volumen de tránsito es bajo, con menos de 200 vehículos por día, con 1 a 2 % de vehículos comerciales pesados (camiones de 2 ejes, seis llantas o más pesados). El eje sencillo más pesado es de 9 ton, y el de tandem más pesado, de 16 ton.

- ❖ Calles residenciales: el mismo tránsito para calles residenciales pequeñas, pero con un mayor número de cajones de estacionamiento o casas (hasta 140). Los vehículos por día pueden llegar a 700, también con 1 al 2 % de vehículos pesados.
- ❖ Calles residenciales colectoras: son aquéllas que captan todo el tránsito de las calles residenciales locales y lo conducen a vialidades primarias o colectoras principales. Son vialidades más grandes y pueden dar servicio hasta a 300 casas o más. Los volúmenes de tránsito pueden fluctuar entre 700 a 1,500 vehículos por día, también con porcentajes de 1 al 2 % de tránsito pesado.
- ❖ Calles colectoras: son aquéllas que captan el tránsito de varias áreas y pueden tener longitudes apreciables. Los camiones pesados y vehículos de transporte público las utilizan en sus rutas. El número de vehículos diarios puede fluctuar entre 2,000 y 6,000, con tránsito pesado entre 3 a 5 %. Las cargas máximas por eje sencillo pueden llegar a 10.9 ton, y en tandem a 17.2 ton.

Suelo de cimentación

Uno de los parámetros del suelo de apoyo utilizado para el diseño de pavimentos flexibles es el módulo de resiliencia, M_R . Este parámetro se obtiene en condiciones elásticas del suelo, que son las que rigen en campo (cargas repetidas). Se recomienda que su obtención en laboratorio se haga mediante la prueba AASHTO T274; sin embargo, y dado que para el diseño de pavimento rígido se emplea el módulo de reacción de la capa de apoyo, K_c , es usual correlacionar M_R con K_c . A continuación se muestran algunos valores típicos de K_c para diferentes suelos:

Tipo de suelo	Resistencia de la capa subrasante	K_c , en kpa/cm	Módulo de elasticidad dinámico o de resiliencia, en Mpa	en kg/cm^2
Limos y arcillas de alta compresibilidad	Muy baja	135-270	6.9-13.11	<3
Suelos finos de baja compresibilidad	Baja	270-405	13.1-20.0	3.-5.5
Arenas poco limosas arcillosas mal graduadas	Media	405-594	20-30	5.5-12
Gravas, arenas bien graduadas y mezclas de arena y grava con pocos finos	Alta	594-675	30-33.5	>12

Alta compresibilidad para $LL \geq 50$ %
 Baja compresibilidad indica $LL < 50$ %
 LL = límite líquido, según la ASTM D- 423

Dado que el valor de K_c depende también de las variaciones estacionarias según la época del año y de las condiciones de drenaje, el método propone utilizar un valor corregido para tomar en cuenta la interacción del suelo de cimentación con la capa sub-base que recibe a la losa. Cuando se tengan evidencias de que las condiciones de apoyo puedan variar, principalmente por grados de saturación cambiantes, como puede ser por lluvia, variaciones estacionales de niveles freáticos, etc., se deberá preparar una tabla para valores corregidos de k , tal como lo propone la AASHTO. Sin embargo, esta corrección está en función de los módulos de resiliencia de los suelos y, como se sabe, esta prueba, por su laboriosidad, en ocasiones inhibe los cálculos más rigurosos del k corregido.

Para tomar en cuenta la interacción de las capas con diferentes rigideces que componen al cuerpo del pavimento, es recomendable usar en las cartas de diseño un k combinado, tal como se obtiene de la Fig. 9.2.

También se puede usar la correlación aproximada entre módulos de reacción y valores del Valor Relativo Soporte (VRS o CBR) para diferentes suelos presentada en el capítulo 1 (Fig. 1.2)

Materiales de construcción

Las particularidades en materiales para la construcción serán función del tipo de pavimento, rígido o flexible.

En general, cuando las características del tránsito, y del suelo de cimentación así lo ameriten, las bases podrán ser tratadas a base de: cemento, cal, cemento-ceniza volante, cal-ceniza volante. Respecto al diseño de proporcionamiento de estas mezclas⁴ existe una amplia bibliografía.

Condiciones ambientales

- ❖ Temperatura
- ❖ Lluvia
- ❖ Drenaje

Estos factores se involucran en el método de diseño, ya que, dependiendo de la facilidad con que pueda salir el agua de las capas que conforman el pavimento, el comportamiento y los cambios de las características físicas y mecánicas se verán más o menos afectados. El término drenaje a que se alude aquí es aquél con que cuentan las capas para liberar el agua libre entre sus granos (no se trata del "bombeo" superficial de la carretera). Los pavimentos con drenaje pobre en regiones áridas se comportarán igual que aquellos diseñados para buen drenaje en localidades lluviosas.

Este criterio de diseño AASHTO delinea algunas ideas prácticas respecto a las diferentes calidades de drenaje:

- Drenaje excelente: el suelo libera el 50 % de su agua libre en dos horas.
- Buen drenaje: el suelo libera el 50 % de su agua libre en un día.

Tabla 9.3 Módulos de reacción aproximados, K_c , para varias condiciones de pavimentos

Espesor de bases sin tratar vs. Valor de K_c , kg/cm^3				
Valor de k en la subrasante o terreno natural	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm
1.4	0.75	0.85	0.94	1.03
2.8	1.20	1.30	1.42	1.55
4.2	1.60	1.72	1.83	2.00
5.5	1.95	2.05	2.15	2.36
Espesor de base asfáltica vs. K_c , kg/cm^3				
Valor de k en la subrasante o terreno natural	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm
1.4	2.32	3.10	3.90	4.70
2.8	4.00	5.50	6.80	8.00
4.2	6.15	7.70	9.25	10.90
5.5	7.85	9.72	11.60	13.50
Espesor de base tratada con cemento vs. K_c , kg/cm^3				
Valor de k en la subrasante o terreno natural	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm
1.40	2.80	4.00	5.40	6.80
2.80	5.12	7.15	9.25	11.46
4.20	7.34	10.00	12.80	15.60
5.50	9.44	12.70	16.00	19.40
Espesor de base de concreto pobre vs. K_c , kg/cm^3				
Valor de k en la subrasante o terreno natural	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm
1.4	2.88	4.32	5.70	7.25

- Drenaje regular: el suelo libera el 50 % de su agua libre en siete días.
- Drenaje pobre: el suelo libera el 50 % de su agua libre en un mes
- Drenaje muy pobre: el suelo no drena

El coeficiente de drenaje que se emplea en el diseño, C_d , para el caso de los tramos de prueba a que se hizo referencia fue de 1.0, y no tiene impacto en los espesores de pavimento.

Valores mayores de tal coeficiente indican buen drenaje y reducen el espesor del pavimento, o aumenta el número de ejes equivalente, E-18's que el pavimento puede soportar manteniéndose en condiciones aceptables.

Por el contrario, con valores de C_d menores a la unidad se requieren espesores mayores y se reduce el número de E-18's que el pavimento puede soportar en condiciones satisfactorias.

A continuación, se tabulan los valores recomendados por la AASHTO para C_d aplicables a pavimentos rígidos:

Tabla 9.4 Valores recomendados del coeficiente de drenaje para el diseño de pavimentos rígidos

Calidad del drenaje	Porcentaje de tiempo en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad cercanas a la saturación			
	Menos que 1 %	1 - 5 %	5 - 25 %	Más del 25 %
Excelente	1.25 - 1.20	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10
Bueno	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00
Regular	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90
Pobre	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80
Muy pobre	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80 - 0.70	0.70

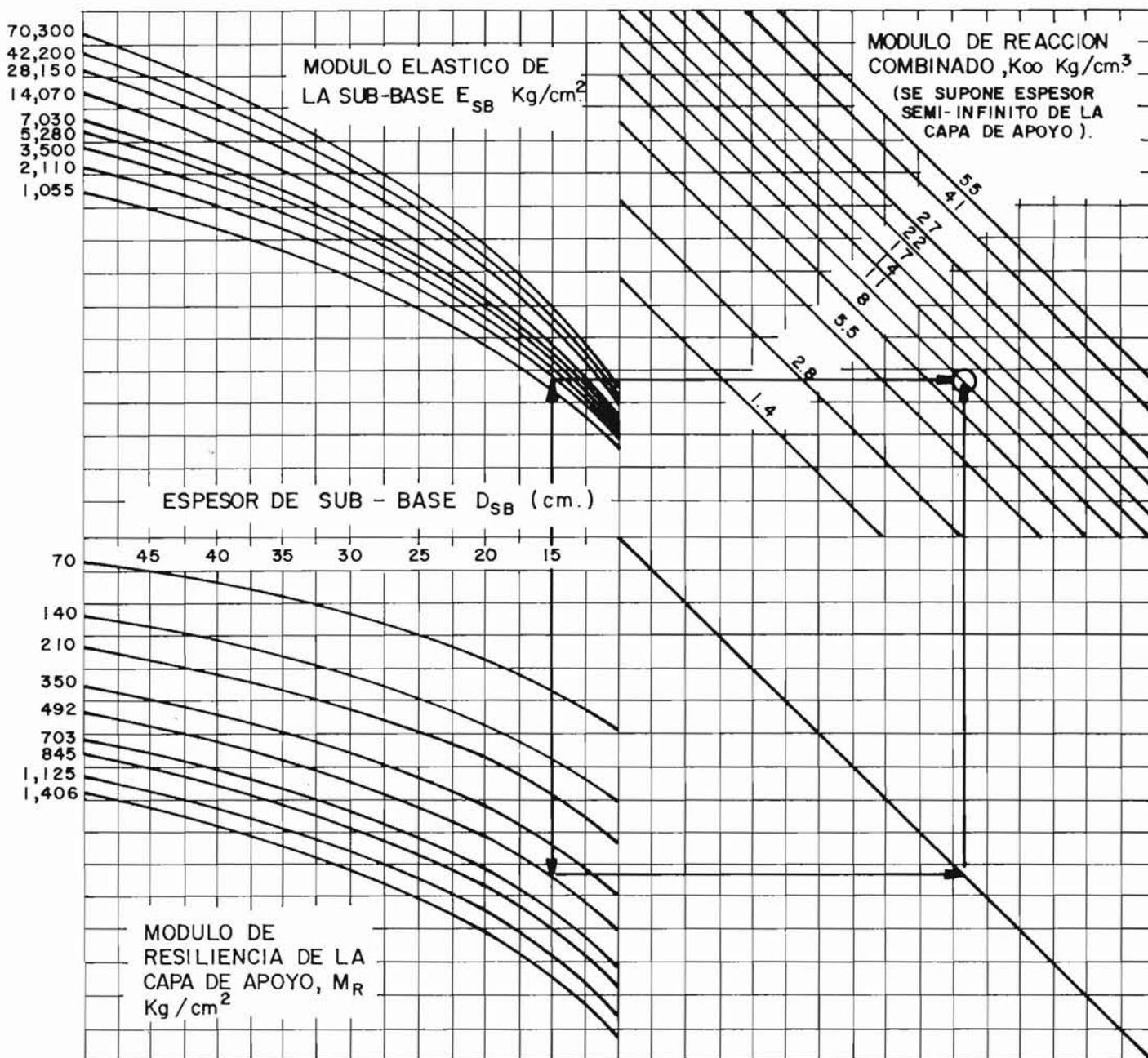
Nivel de confianza y desviación estándar

De todos los parámetros de diseño, quizá éste sea el que tiene mayor impacto en el dimensionamiento de los pavimentos flexibles y rígidos.

La confiabilidad en este criterio de diseño se define como la probabilidad de que el sistema de pavimento se comporte de manera satisfactoria durante toda su vida de proyecto bajo

EJEMPLO 8

$D_{SB} = 15 \text{ cm.}$
 $E_{SB} = 1,406 \text{ Kg/cm}^2$
 $M_R = 492 \text{ Kg/cm}^2$
 SOLUCION : $K_{\infty} = 11 \text{ Kg/cm}^3$



CARTA PARA ESTIMAR MODULO DE REACCION COMPUESTO, K_{∞} , SUPONIENDO UN ESPESOR SEMI-INFINITO DE LA CAPA DE APOYO. (PARA PROPOSITOS PRACTICOS, UNA PROFUNDIDAD SEMI-INFINITA SE CONSIDERA SER MAS GRANDE QUE 3 m. BAJO LA SUPERFICIE DE APOYO). FUENTE 8 MANUAL DE DISEÑO DE LA AASHTO.

Figura 9.2 Carta para estimar módulo de reacción compuesto, k_{∞} , suponiendo un espesor semi-infinito de la capa de apoyo. (Para propósitos prácticos, una profundidad semi-infinita se considera ser más grande que 3m. Bajo la superficie de apoyo). Fuente Manual de diseño de la AASHTO.

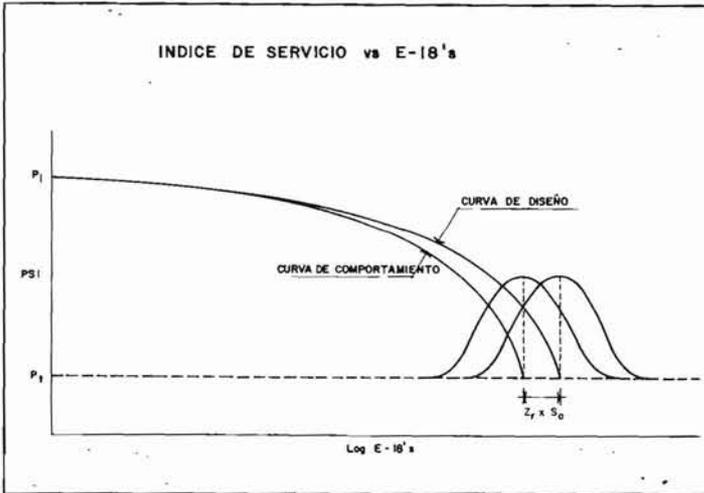


Figura 9.3 Comparación entre la curva de comportamiento y la de diseño para un pavimento en particular, como función del tráfico y del índice de servicio

las solicitaciones de carga e intemperismo. Otra manera de interpretar este concepto sería aquella que la probabilidad de que los problemas de deformación y resistencia estén por abajo de los permisibles durante la vida de diseño del pavimento.

El valor usado en diseño se tendrá que elegir tomando en cuenta la importancia del camino, la confiabilidad de todos los parámetros de resistencia de cada una de las capas, así como la predicción del tránsito de diseño.

En la Fig. 9.3 se presenta una esquematización del comportamiento real de un pavimento y la curva de diseño propuesta por la AASHTO según los resultados obtenidos en los tramos experimentales. Se relacionan los Índices de Servicio para los correspondientes tránsitos (números de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton, o ESAL's). La curva de diseño representa un nivel de confianza de 50 %, o dicho en otros términos un factor de seguridad de 1.

Se observa que las dos curvas no tienen necesariamente que coincidir, salvo en forma. La razón de esa falta de coincidencia se deben a los errores asociados a la ecuación de comportamiento propuesta y a los errores o dispersiones de la información con que se calculó el dimensionamiento del pavimento. Por esta razón, la AASHTO decidió adoptar criterios estadísticos, específicamente un enfoque regresional, para ajustar las dos curvas. De esta forma, tales errores se representan mediante una desviación estándar, S_0 , para conciliar los dos comportamientos.

El factor de ajuste entre las dos curvas se define como el producto de la desviación normal, Z_r , por la desviación estándar. De esta manera Z_r representa la cantidad de ajuste, tal como se indica en la Fig. 9.4: Se pueden utilizar las curvas de desviación normales para obtener Z_r representativos, de manera que los porcentajes especificados del área sean cubiertos por las curvas. Los porcentajes de área cubierta hacia la parte derecha del valor de ajuste es por definición el nivel de confianza.

Por ejemplo, para un valor de $Z_r = 0.0$ se tiene que el nivel de confianza es del 50 %, ya que para tal valor el porcentaje del área a la derecha del valor medio, X_m , es justamente el 50 %. Para valores mayores de los niveles de confianza, por ejemplo el 90 %, entonces se escogerá un valor de Z_r de forma tal que el 90 % del área de distribución normal quede a la derecha de tal valor Z_r .

En las curvas de diseño que se presentan más adelante, se han utilizado los siguientes valores para Z_r y la confiabilidad:

Confiabilidad	Z_r
50	0
80	- 0.841
95	- 1.645

En este método, una vez asignado un nivel de confianza y obtenido un diseño, éste último deberá ser corregido por dos tipos de incertidumbre: la confiabilidad de los parámetros de entrada, y por otro lado las propias de las ecuaciones de diseño desarrolladas y basadas en los tramos de prueba, como ya se explicó anteriormente.

Para ese fin se introdujo un factor de corrección que toma en cuenta tales aspectos. Tal factor tiene la forma de una desviación estándar. En manera resumida y simple, este factor representa la cantidad de datos dispersos dentro de los cuales pasa la curva real del comportamiento de la estructura. El rango típico sugerido por AASHTO se encuentra entre:

$$0.30 \leq S_0 \leq 0.40 \text{ Para pavimentos rígidos}$$

$$0.4 \leq S_0 \leq 0.50 \text{ Para pavimentos flexibles}$$

Se enumeran a continuación valores recomendables para el índice de confianza, en función de la importancia del camino o vialidad (ver tabla 9.5).

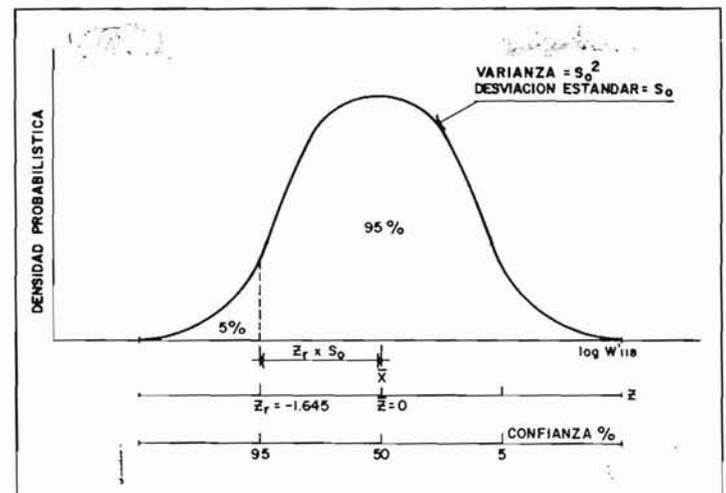


Figura 9.4 Concepto del índice de confianza.

Tabla 9.5 Valores recomendados del nivel de confianza atendiendo al tipo de camino		
Tipo de camino	Zonas urbanas	Zonas rurales
Autopistas	85 - 99.9	80 - 99.99
Carreteras de primer orden	80 - 99	75 - 99
Carreteras secundarias	80 - 95	75 - 95
Caminos vecinales	50 - 80	50 - 80

Resistencia del concreto

La caracterización del concreto a emplear será a través de la resistencia a la flexión o módulo de ruptura. Este valor deberá ser el medio obtenido a los 28 días, utilizando una viga simple con carga en los tercios del claro⁵. (AASHTO T 97, ASTM C 78).

Debido al carácter estadístico de la ecuación para el dimensionamiento de pavimentos rígidos, y a que se introduce el término confiabilidad dentro de la ecuación, la AASHTO recomienda que no se utilice como dato de entrada el valor indicado en el proyecto del módulo de ruptura, Mr. Esto se debe a que en el campo se deben tener resistencias iguales o mayores que la especificada. Sólo un pequeño porcentaje quedará por abajo de este valor.

Así las cosas, en su lugar se debe emplear uno ajustado que tome en cuenta las desviaciones estándar y los porcentajes típicos de valores inferiores de Mr que se estime se vayan a obtener en la realidad. Para este propósito se deberán contar con datos y registros de otras obras, a fin de que estos ajustes sean lo más representativos posible. Para obtener el valor medio de Mr a ser utilizado en la ecuación de diseño se debe emplear la siguiente ecuación:

$$Mr_{(medio)} = Mr_e + z (So Ds) \quad \text{Ec. 9.2}$$

$Mr_{(medio)}$ = valor medio del módulo de ruptura del concreto, kg/cm^2

Mr_e = resistencia a la flexión (módulo de ruptura) especificada en proyecto, kg/cm^2

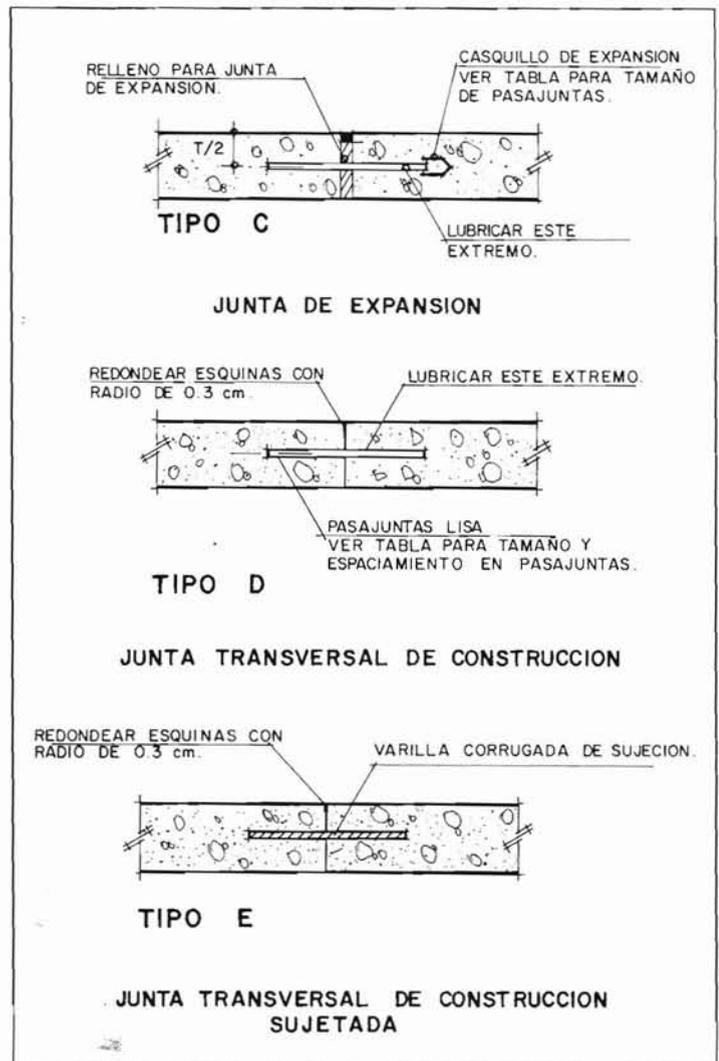


Figura 9.5 Junta transversal de construcción.

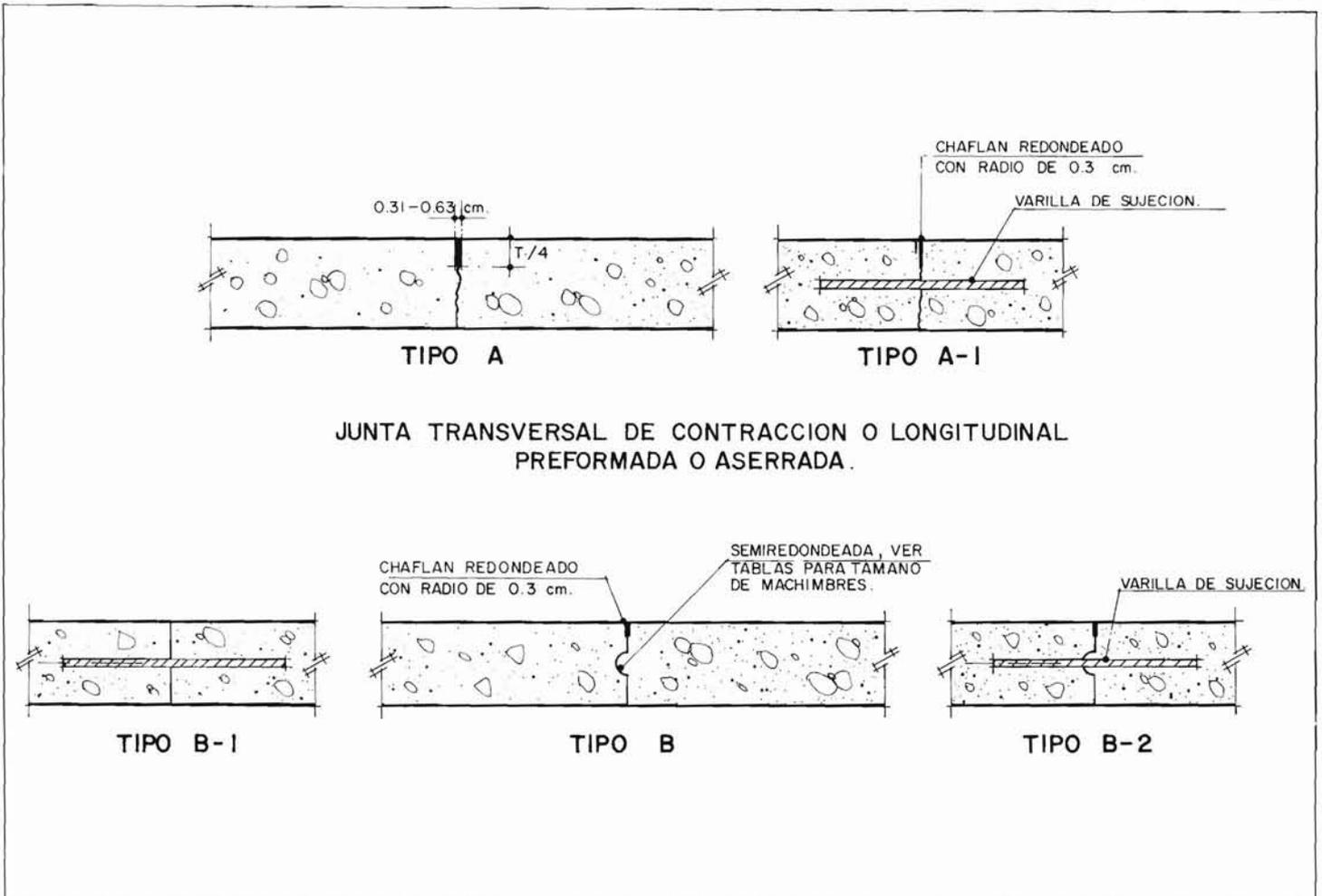
(So Ds) = valor estimado de la desviación estándar de Mr, en kg/cm^2

z = desviación normal correspondiente al porcentaje de resultados que pueden ser menores a la resistencia especificada.

El valor So Ds depende de la consistencia con que la planta productora fabrique el concreto. En la tabla siguiente se presentan algunos valores típicos de z:

	Con pasajuntas y reforzada con malla		Junta sin pasajuntas (fricción entre agregados)		Con refuerzo continuo		Tipo de pavimento
	No	Si	No	Si	No	Si	
Millones de ejes equivalentes							
Hasta 0.3	3.2	2.7	3.2	2.8	-	-	Calles y caminos vecinales
0.3 - 1	3.2	2.7	3.4	3.0	-	-	
1 a 3	3.2	2.7	3.6	3.1	-	-	
3 a 10	3.2	2.7	3.8	3.2	2.9	2.5	Caminos principales y autopistas
10 a 30	3.2	2.7	4.1	3.4	3.0	2.6	
Más de 30	3.2	2.7	4.3	3.6	3.1	2.6	

Fuente: "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures", 1986, publicado por AASHTO.



JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION O LONGITUDINAL PREFORMADA O ASERRADA.

Figura 9.6 Junta longitudinal de construcción

z	% de especímenes por abajo del valor especificado
0.841	20
1.037	15
1.282	10
1.645	5
2.327	1

- * Transversales de construcción
- * Transversales de expansión
- * Longitudinales de contracción
- * Longitudinales de construcción

El valor de $S_o D_s$ puede establecerse en aquellos casos en los que se cuente con experiencia documentada de producciones históricas de la planta premezcladora que suministre el concreto en una ciudad dada.

Con lo anterior, y conociendo el valor de M_r por especificación, el valor de $(M_r)_{medio}$ para diseño o para emplear en el nomograma será ligeramente mayor, dependiendo el incremento del porcentaje esperado de muestras o concretos con resistencias inferiores a lo especificado.

Juntas

Según se menciona al final del Cap. 7, otra de las necesidades comunes en el proyecto y construcción de pavimentos rígidos son las juntas. Estas, según se vio, se clasifican en:

- * Transversales de contracción

Ejemplo de ellas se ilustran en las Figs. 9.5 y 9.6. En general un pavimento podrá diseñarse con juntas con o sin pasajuntas. Por lo general ello estará en función del tipo de estructura deseada, el tipo de tránsito y las condiciones ambientales. En general se recomienda el empleo de pasajuntas para tránsitos intensos y pesados; y para ello es usual emplear varilla lisa de 1 1/4" y 1 1/2" de diámetro. Este mecanismo de carga es mencionado en forma explícita en el diseño de AASHTO mediante los valores recomendados del factor J, tal como se define en este criterio. (ver tabla 9.6).

El factor J representa la cantidad de transferencia de carga que se espera a lo largo de la junta para un periodo de diseño particular de pavimento.

Ejemplo de aplicación, criterio AASHTO

A fin de poder establecer las diferentes soluciones obtenidas con los métodos mencionados, supongamos que se desea

dimensionar un pavimento para la siguiente distribución de tránsito.

El período de diseño es de 20 años (Tabla 9.7).

Tipo de vehículo	% de composición
A	78
B2	2.5
B3	2.5
C2	8
C3	3.2
T3 - S2	2.3
T3 - S3	2.8
T3 - S3 - R4	0.7

Notas:

Período de diseño = 20 años

Se considera que los vehículos van cargados a su toda su capacidad.

Los resultados correspondientes a los siguientes parámetros empleados quedan como sigue:

Espesor del pavimento = 32 cm (incógnita)

Número total de ejes equivalentes de 18 Kips de peso = 60,776,016*

Confiabilidad = 95 % (propuesto)

Desviación estándar, promedio = 0.35

Módulo de ruptura = 45 Kg/cm²

Coefficiente de transferencia de carga = 2.7

Módulo de reacción = 3.93 Kg/cm³

Coefficiente de drenaje = 1.0

Serviciabilidad inicial = 4.50

Serviciabilidad final = 2.50

Para la determinación del módulo de reacción:

Módulo de resiliencia de la subrasante = 703 Kg/cm².

Módulo de resiliencia de la sub-base = 2,109 Kg/cm²

Espesor de la sub-base = 15 cm

Profundidad a manto rígido = muy grande

Pérdida de soporte = 1

* Los ejes sencillos equivalentes fueron calculados previamente, haciendo uso de las cargas máximas permitidas de los vehículos y transformándolas a ESAL's mediante los factores de conversión proporcionados por AASHTO.

9.3 EMPLEO DE GRAFICAS DE DISEÑO

La ecuación 9.1 se puede utilizar para preparar gráficas de diseño para rangos típicos de algunos parámetros. Tal es el caso de las gráficas que se presentan en las páginas siguientes. En ellas se utilizaron los siguientes valores:

* Módulo de elasticidad del concreto, $E_c = 2.82 \times 10^5$ kg/cm²

* Índice de servicio inicial, $p_i = 4.5$

* Índice de servicio final, $p_f = 1.5$

* Coef. de transferencia de carga, Con y Sin guarnición y camellón = 3.2, y 4.2, respectivamente

* Desviación estándar, $S_o = 0.35$

* Coeficiente de drenaje, C_d , con guarnición y camellón = 1.05, sin guarnición ni camellón = 1.0

Una descripción más detallada de los ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton o ESAL's y su manera de obtenerlos aparece en el capítulo 8, y en la parte final de esta sección, en donde se presenta un ejemplo de aplicación.

Para obtener los espesores de diseño se establecen los siguientes tres pasos principales:

* Evaluación de tránsito:

* Establecer los parámetros de diseño

* Determinación del espesor de losa

Para cumplir el requisito de la evaluación del tránsito, se adoptan los criterios del capítulo correspondiente al Tránsito de este libro, y los recomendados en tablas de ayuda de diferentes publicaciones de la S.C.T.

Antes de emplear cualesquiera de las gráficas de diseño que se muestran, es necesario definir primero un índice de confianza adecuado a la vialidad. Para ello, se tendrán muy en cuenta aspectos tales como la importancia del pavimento, qué tan frecuentemente se puede interrumpir el tránsito para realizar reparaciones en zonas falladas o con problemas de fracturamiento, esto en el caso de haber seleccionado un nivel de confianza bajo (o factor de seguridad pequeño), lo cual se refleja al adoptar un valor de R del 50 %. Los espesores para niveles de confianza de 50 % se presentan como referencia únicamente. Se recomienda utilizar valores de R siempre mayores a 75 % o incluso más para el caso de calles. Los valores bajos de R son justificables sólo en algunos estacionamientos.

Los valores del módulo de reacción serán conocidos con anticipación, y se basarán en los estudios geotécnicos disponibles o en estimaciones a partir del conocimiento de los suelos existentes en la zona, usando la tabla 9.3.

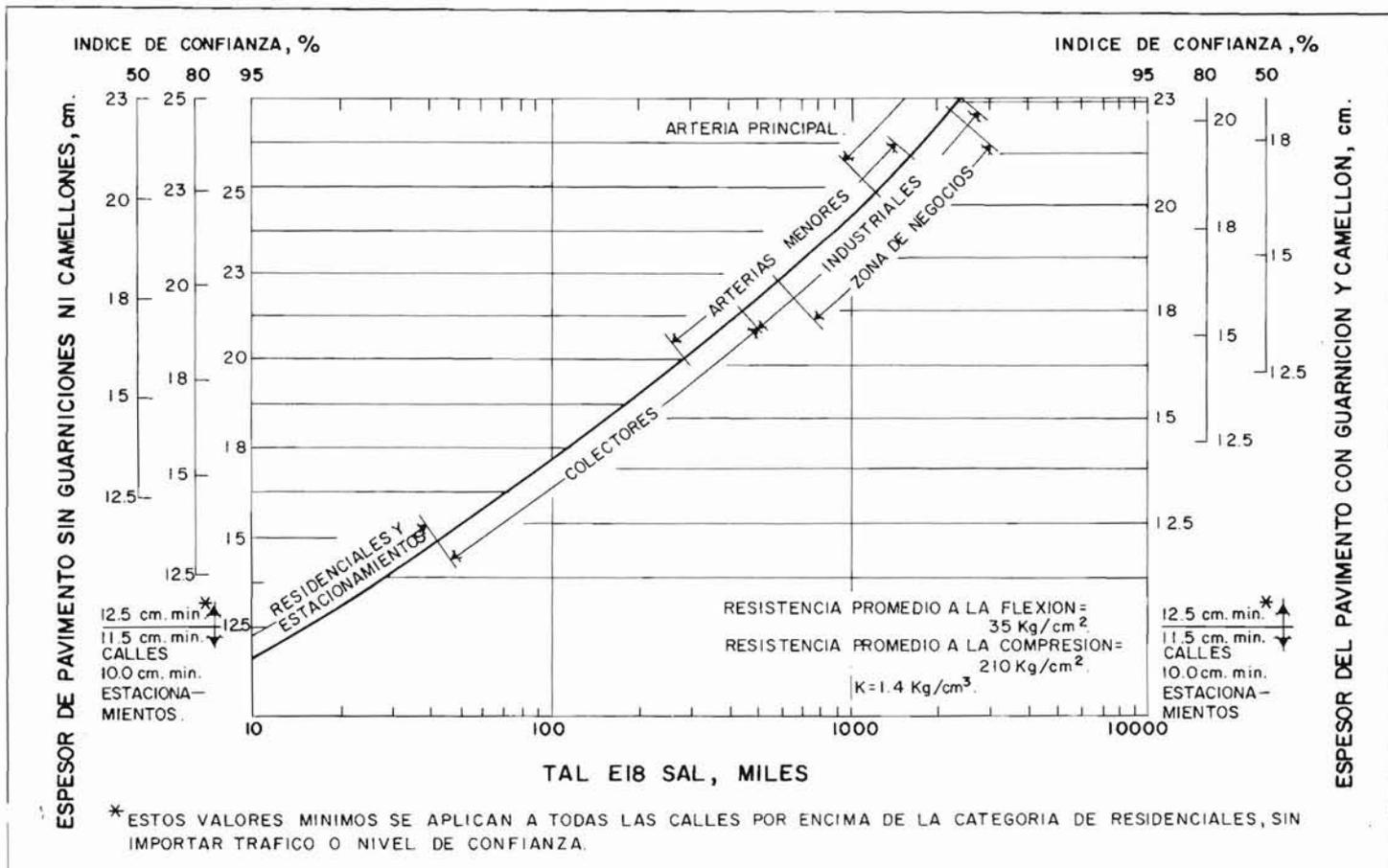


Figura 9.7

Los valores del módulo de ruptura se fijarán de acuerdo con los registros de los resultados de las empresas premezcladoras o en base a experiencias pasadas.

Las gráficas de diseño que a continuación se presentan fueron preparadas para valores de $k = 1.4, 2.8$ y $5.5 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$; para resistencias a la compresión de 210 y 280 kg/cm^2 . Los niveles de confianza utilizados fueron del $50, 80$ y 95% .

En general, los pavimentos se comportarán mejor si cuentan con elementos confinantes en sus costados, tales como guarniciones y camellones. Será decisión del diseñador colocar o no guarniciones integrales o ligadas mediante varillas de sujeción. En las curvas de diseño propuestas se tiene la opción de utilizar o no guarniciones y camellones.

Secuencia de dimensionamiento

Primeramente, se seleccionará la carta correspondiente al valor del módulo de reacción, k , representativo de las condiciones de apoyo, y de la resistencia a la flexión especificada en el proyecto. Después se proseguirá conforme al siguiente procedimiento:

- * En los ejes de las abscisas aparecen los ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton (ESAL) , en una escala que va de 10 mil a 10 millones . En el eje de las ordenadas aparecen dibujados los espesores, para el caso de que el pavimento cuente con guarniciones y camellones. Según se

aprecia, el rango de espesores está entre 10 y 25 cm a tres niveles diferentes de confianza.

- * Trace una línea vertical a partir del número conocido de ESAL's hasta interceptar la línea de diseño. Una manera de verificar el orden de magnitud del tránsito de entrada es a través del rango de categoría de vialidad marcado sobre la línea referida, lo cual a su vez se apoya en los criterios de la tabla 9.1.
- * Para el caso de emplear pavimentos sin guarniciones o camellones, es decir sin confinamiento lateral, pasar una línea horizontal hacia la izquierda del punto de cruce del párrafo anterior. Seleccionar el espesor de diseño en base al nivel de confianza seleccionado. Para el caso de contar con guarniciones y camellones, integrales o ligadas al pavimento, pase la línea horizontal hacia la derecha del punto de cruce del paso 2, hasta obtener el espesor del pavimento de la gráfica apropiada según el nivel de confianza adoptado.
- * Los espesores así obtenidos son los requerimientos mínimos. Se aconseja utilizar secciones más robustas para lograr índices de confianza mayores y, de esta manera, reducir costos a mediano o largo plazo.
- * Por medio de interpolaciones se pueden hacer dimensionamientos para valores diferentes del módulo de ruptura del concreto y de k .

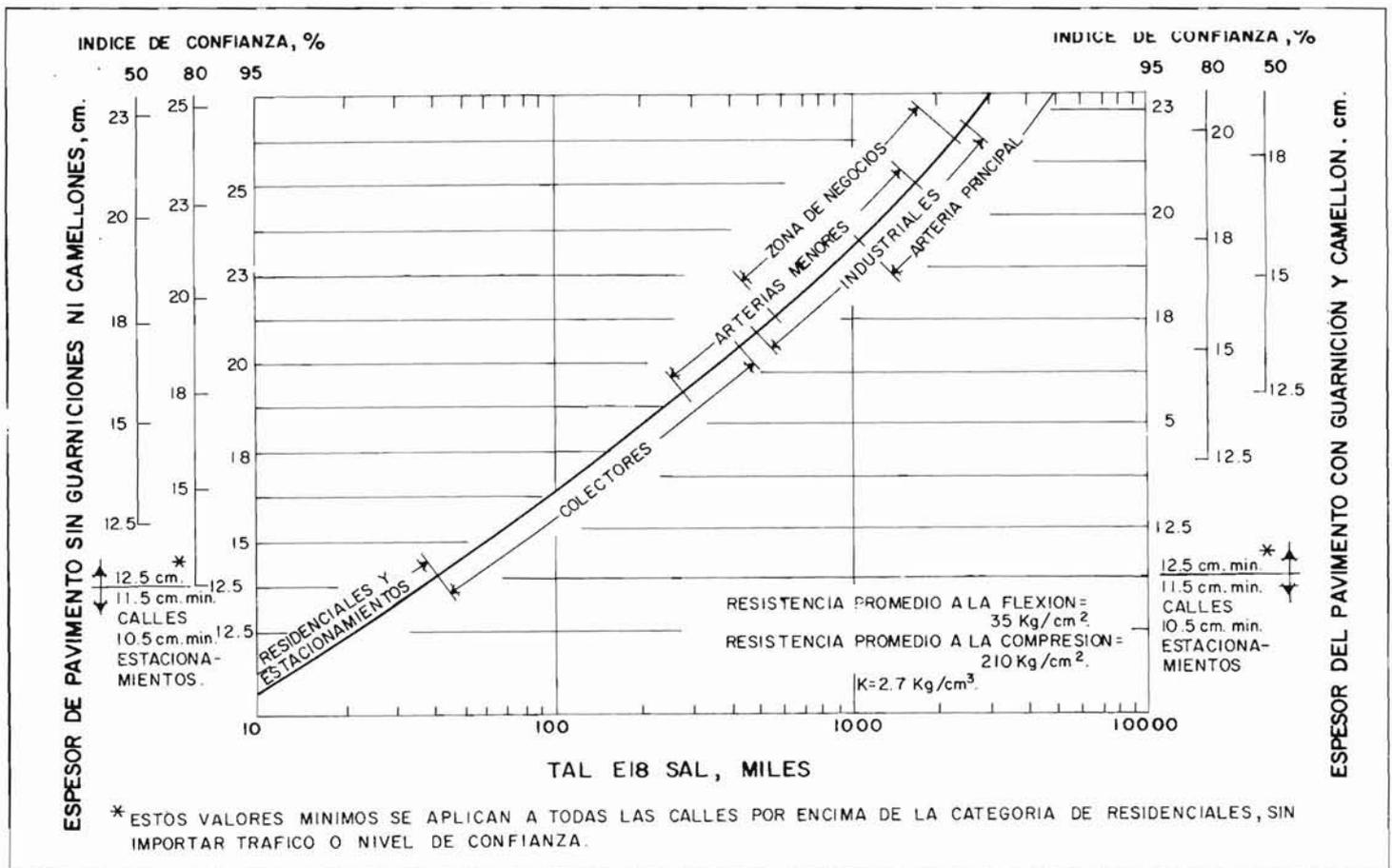


Figura 9.8

Es recomendable contar con servicios de ingeniería más especializados en el caso de tener suelos naturales muy heterogéneos, mucha incertidumbre en la evaluación del tránsito a ser soportado, y/o niveles de confianza no especificados en estas figuras.

9.4 DISEÑO GEOMETRICO

CRITERIOS GENERALES

Pavimentos urbanos

- * Rasante longitudinal: la elevación mínima respecto a la del proyecto deberá ser del 0.6 %. La rasante máxima será limitada por las capacidades del equipo extendedor.
- * Tuberías: es común disponer las tuberías en el derecho de vía, fuera de los límites del pavimento, a fin de que las actividades de mantenimiento y reparación no interfieran con este último. La buena planeación en las operaciones de mantenimiento, reparaciones y adiciones de las tuberías por colocar, evitará el levantamiento de los pavimentos, con sus consiguientes costos.
- * Guarniciones integrales o sujetadas: si bien es común colocar las guarniciones y camellones de manera sepa-

rada, es recomendable utilizar los equipos extendedores que cuenten con dispositivos adaptadores (formas) en sus orillas, para que de una sola pasada se coloquen y queden integrados el pavimento y las guarniciones.

Tal como se ha mencionado en otros párrafos, el empleo de un elemento confinante al lado de las orillas del pavimento o, lo que es mejor, de una ampliación en su sección o secciones críticas (orillas) contribuye a reducir esfuerzos en estas últimas. Esto se refleja en decrementos de espesores además de en las gráficas de diseño que se presentan.

- * Anchos de calle: el ancho de las vialidades dependerá del del tránsito que tengan que servir; sin embargo, es común establecer un ancho mínimo del orden de 7 m, con una pendiente transversal del 2 %. Se recomienda que no existan variaciones fuertes en anchos y pendientes. Los anchos de 3.0 a 3.6 m son comunes, ya que anchos mayores presentan mayores riesgos, pues los conductores tratan de rebasar en carriles sencillos más anchos.

En los carriles de estacionamiento adyacentes a las guarniciones pueden adoptarse los siguientes criterios: 2.4 m en el caso de que predominen automóviles, y de 2.7 a 3.0 m en el caso de que por la vialidad circulen camiones pesados.

No se recomiendan anchos menores para carriles de estacionamiento. En arterias principales el ancho de estos carriles

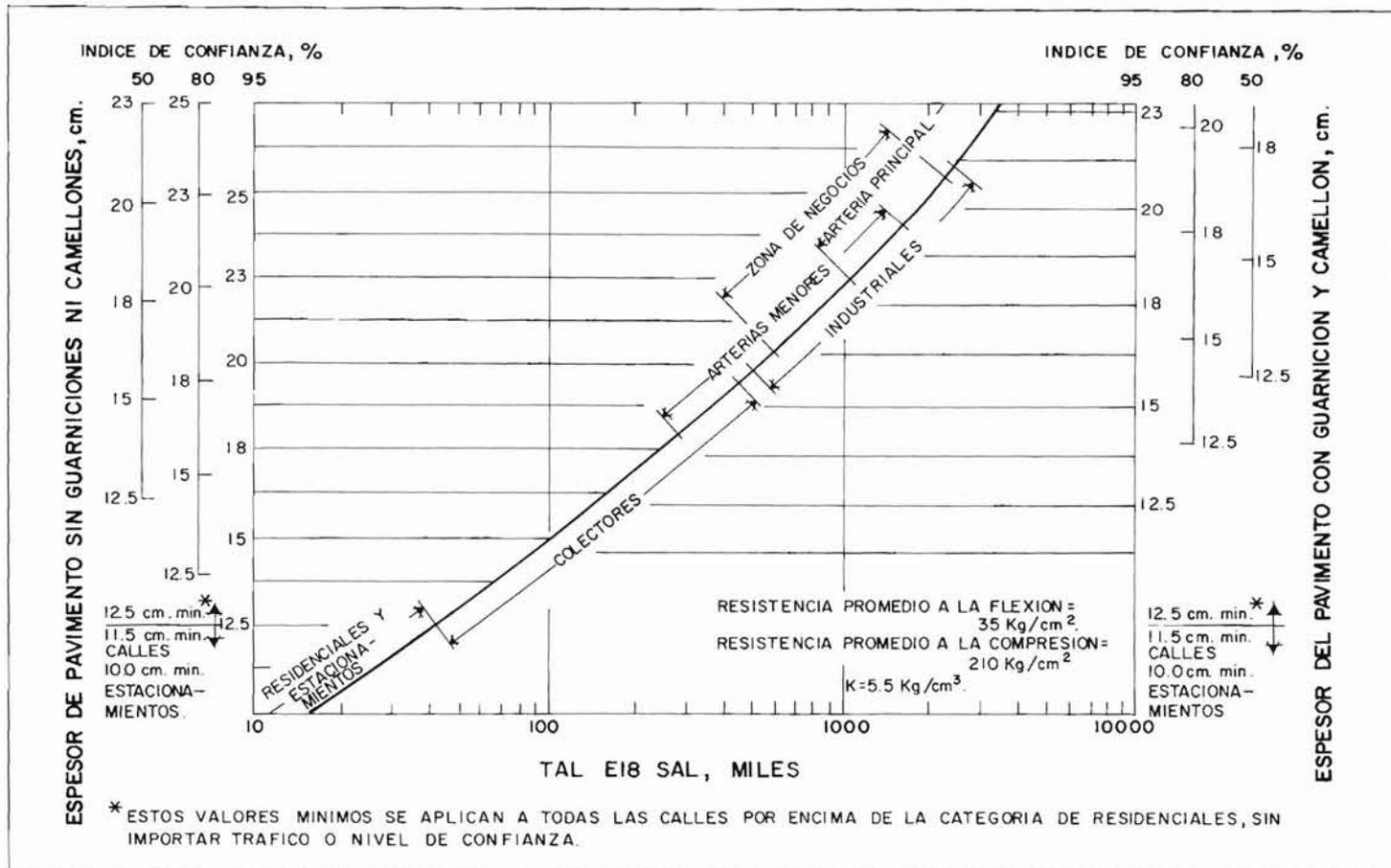


Figura 9.9

puede llegar de 3 a 3.7 m, lo que permitirá que sirvan incluso para dar la vuelta.

- * Juntas: se realizarán diseños y construcciones de juntas para que éstas trabajen correctamente. Las juntas se construyen para aliviar los esfuerzos y evitar la generación de grietas por tránsito o temperatura. Las juntas de construcción dividen en secciones las losas por requerimientos constructivos y de planeación de obra.
- * Juntas longitudinales: estas juntas se construyen para controlar las grietas longitudinales. Pueden ser aserradas o formadas a tope con o sin varillas de sujeción, o machihembradas. Normalmente se planean para que coincidan con las marcas de carril, a intervalos de 2.5 a 3.7 m. No se recomienda sobrepasar este último límite. La profundidad de los cortes para la ejecución será de un tercio.

Las juntas longitudinales se utilizan para tender franjas nuevas de losa sobre tendidos ya existentes.

En las Figs. 9.5 y 9.6 aparecen detalles de la ejecución de este tipo de juntas, en particular sus mecanismos de transferencia de cargas, tales como machimbres, juntas a tope con varillas de sujeción o machimbres con varillas de sujeción.

En las siguientes tablas se presentan dimensiones de machimbres y tamaños con los espaciamientos correspondientes

de varillas de sujeción, todo ello en función del espesor de la losa:

Tabla 9.8 Dimensiones de machihembrado			
Espesor del pavimento, en cm	Machambre semirredondeado, a en cm	Machambre trapezoidal	
		a en cm	b en cm
10.0 - 12.5	2.5	2.5	1.3
12.5 - 17.5	3.2	3.2	1.6
17.5 - 22.6	3.8	3.8	1.9
23.0 - 25.0	5.0	5.0	2.5

En el caso de estacionamientos y calles residenciales de bajo volumen se pueden hacer juntas a tope, incluso sin varilla de sujeción, siempre que el espesor mínimo está comprendido entre 10 y 13 cm. El machihembrado no es recomendable en espesores menores de 18 cm.

- * Juntas transversales: se utilizan para controlar el agrietamiento transversal. Las del tipo de expansión sirven para aliviar los esfuerzos por compresión. Las de contracción contribuyen a aliviar los esfuerzos por tensión al contraerse la losa por un lado, y por el otro los esfuerzos de alabeo generados en las losas por cambios en los gradientes térmicos y las variaciones de humedades a lo largo de las secciones de las losas. Tal como se discute

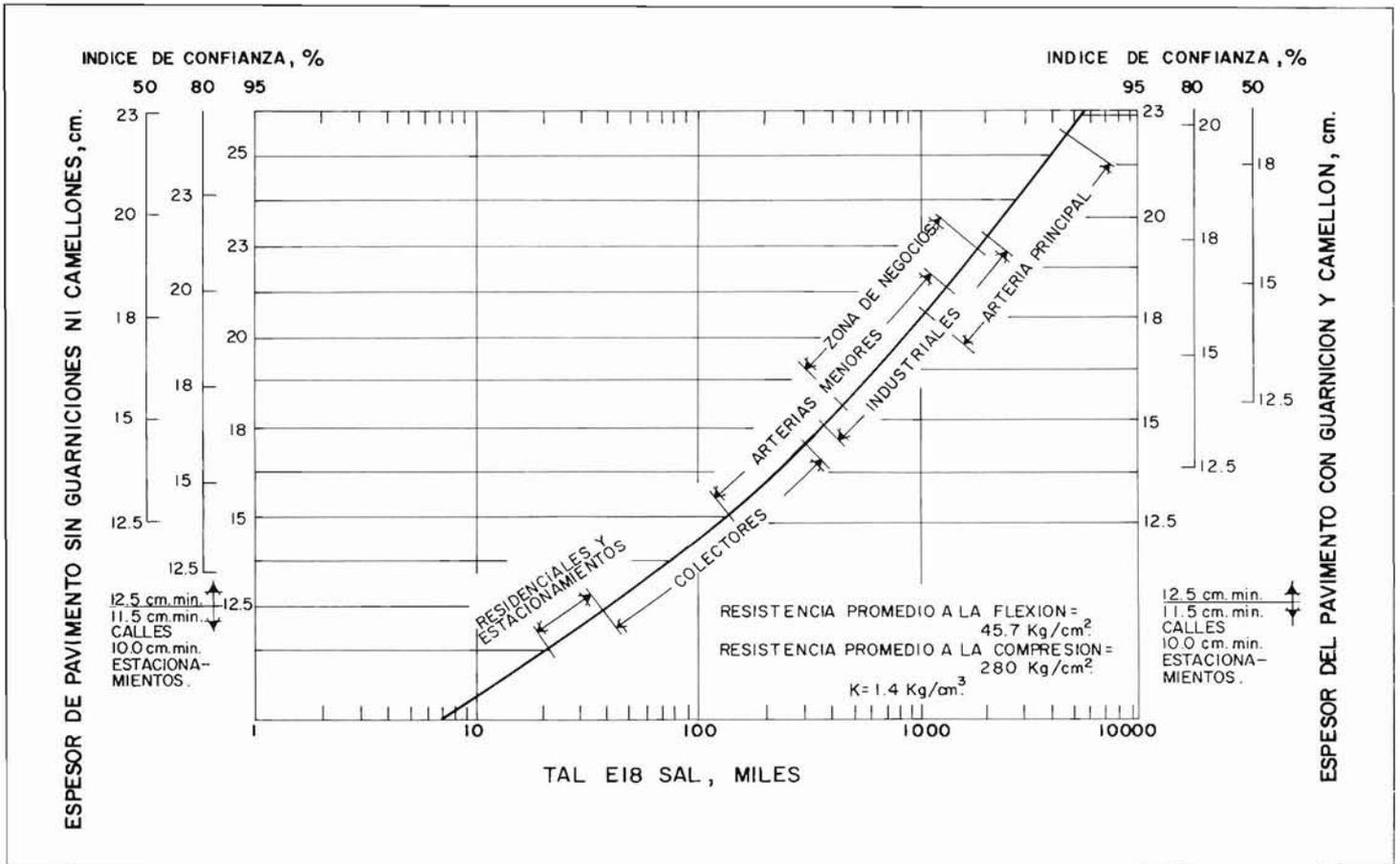


Figura 9.10

en otras secciones, las juntas se forman mediante cortes una vez que el concreto ha fraguado, aunque también se pueden realizar insertando fajas preformadas en el concreto fresco. Esta decisión se basará en las características de los agregados, así como en las consideraciones económicas de cada proyecto en particular. Para espesores de pavimento menores de 15 cm, el espaciamiento de estas juntas no debe exceder de 4.50 m. La siguiente tabla proporciona una guía sobre espaciamientos:

Tipo de agregado	Espaciamiento máximo, en m
Granito triturado	6
Caliza triturada	6
Grava calcárea	6
Grava silíceas	4.5
Grava con tamaño máximo menor a 3/4"	4.5
Escoria	4.5

En estos pavimentos se colocarán pasajuntas dependiendo del tipo de tránsito y de las condiciones de apoyo. Normalmente, las pasajuntas no serán necesarias si el tránsito es ligero; sin embargo, es conveniente colocarlas cuando en vialidades importantes se esperen vehículos pesados. En la siguiente tabla

se presentan dimensiones y espaciamientos de pasajuntas para juntas de expansión en pavimentos delgados y en juntas realizadas en pavimentos sujetos a gran demanda por tránsito pesado.

Espesor del pavimento	Diámetro de la pasajunta en cm (pulgadas)	Longitud, en cm	Espaciamiento, en cm
10 - 15	1.60 (5/8)	30	45
15 - 18	1.90 (3/4)	38	38
18 - 20	2.50 (1)	38	30
20 - 25	3.20 (1 1/4)	38	30

* Juntas de expansión: si se siguen las recomendaciones para las juntas de contracción, las del tipo de expansión no serán necesarias. Para este tipo de juntas se deberá colocar elementos aislantes entre el concreto.

En la ya citada Fig. 9.6 aparecen detalles típicos de las juntas. En la Fig. 9.14 se presentan en un arreglo en planta, los tipos de juntas y su localización dentro de los pavimentos con guarniciones integrales. En la Fig. 9.15 se muestran secciones transversales en donde aparecen tipo de juntas longitudinales. Las geometrías de las guarniciones integrales se muestran en la Fig. 9.16. La primera parte de esta figura muestra una

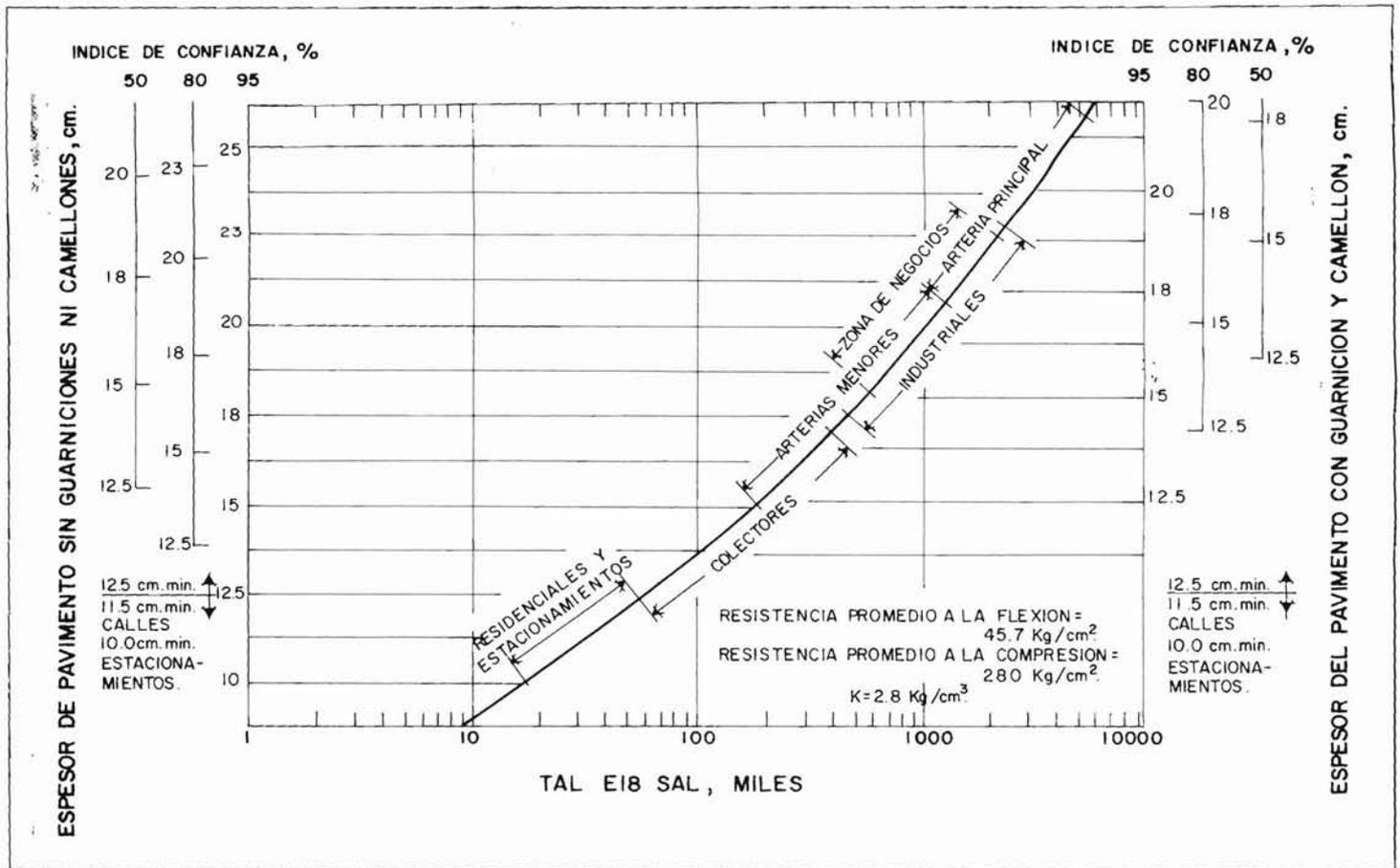


Figura 9.11

guarnición baja para el caso de zonas residenciales no donde se conozcan de antemano los accesos a los diferentes lotes.

Nota final: la ecuación 9.1 es aplicable para dimensionar pavimentos en carreteras. Toda la descripción y los criterios generales de selección de los parámetros que intervienen en ella son igualmente aplicables en carreteras de altas especificaciones. La asignación de los índices de confianza y las calidades del concreto son función de los proyectos a considerar.

A continuación se presenta un ejemplo detallado del dimensionamiento de un pavimento carretero.

EJEMPLO (TRAMO CARRETERO)

Supóngase que se va a diseñar un pavimento de concreto para la siguiente distribución de tránsito:

A2	A'2	B2	C2	C3	T3 - S2	T3 - S3	T3 - S2 - R2
436	233	233	116	130	160	116	29
30 %	16 %	16 %	8 %	9 %	11 %	8 %	2 %

Este camino se considera alternativo de una autopista cercana ya existente, por lo que se puede considerar secundario. Las vidas útiles de proyecto en pavimentos carreteros normalmente van de 20, 30 y 40 años, dependiendo entre otras cosas de las expectativas de crecimiento de tránsito, del desarrollo

de la zona, así como de las consideraciones de mantenimiento. En este caso supondremos que el período de diseño es de 25 años (aunque se presentan cálculos para uno de 20 años).

Se espera que esta distribución vehicular se incremente anualmente en un 7 %.

Las condiciones del terreno natural son aceptables. Los suelos consisten en mezclas de limos arenosos con algo de arcilla y gravas aisladas. El valor relativo soporte, VRS, representativo equivale en promedio a 15 %.

Para dar una mejor transición a los esfuerzos inducidos por las cargas de tránsito y para dar una capa drenante durante la vida útil del proyecto, se contempla colocar una capa sub-base del tipo granular. El espesor de esta capa incidirá, sin duda, en el espesor total de la losa. Los espesores de capa más comunes empleados en tramos carreteros están en el rango de 10 cm y 20 cm. De entrada consideraremos que la capa granular será de 15 cm en este tramo.

Dentro de los procedimientos y especificaciones de proyecto se indica que la capa granular se apoyará en los suelos naturales debidamente despalmados, escarificados, y recompaados. Todos las zonas reblandecidas serán debidamente retiradas y restituidas con suelos naturales si se demuestra que éstos tienen la calidad adecuada o, en su caso, por material producto de banco. La capa granular será un buen medio para drenar el agua pluvial y la debida a elevaciones estacionales

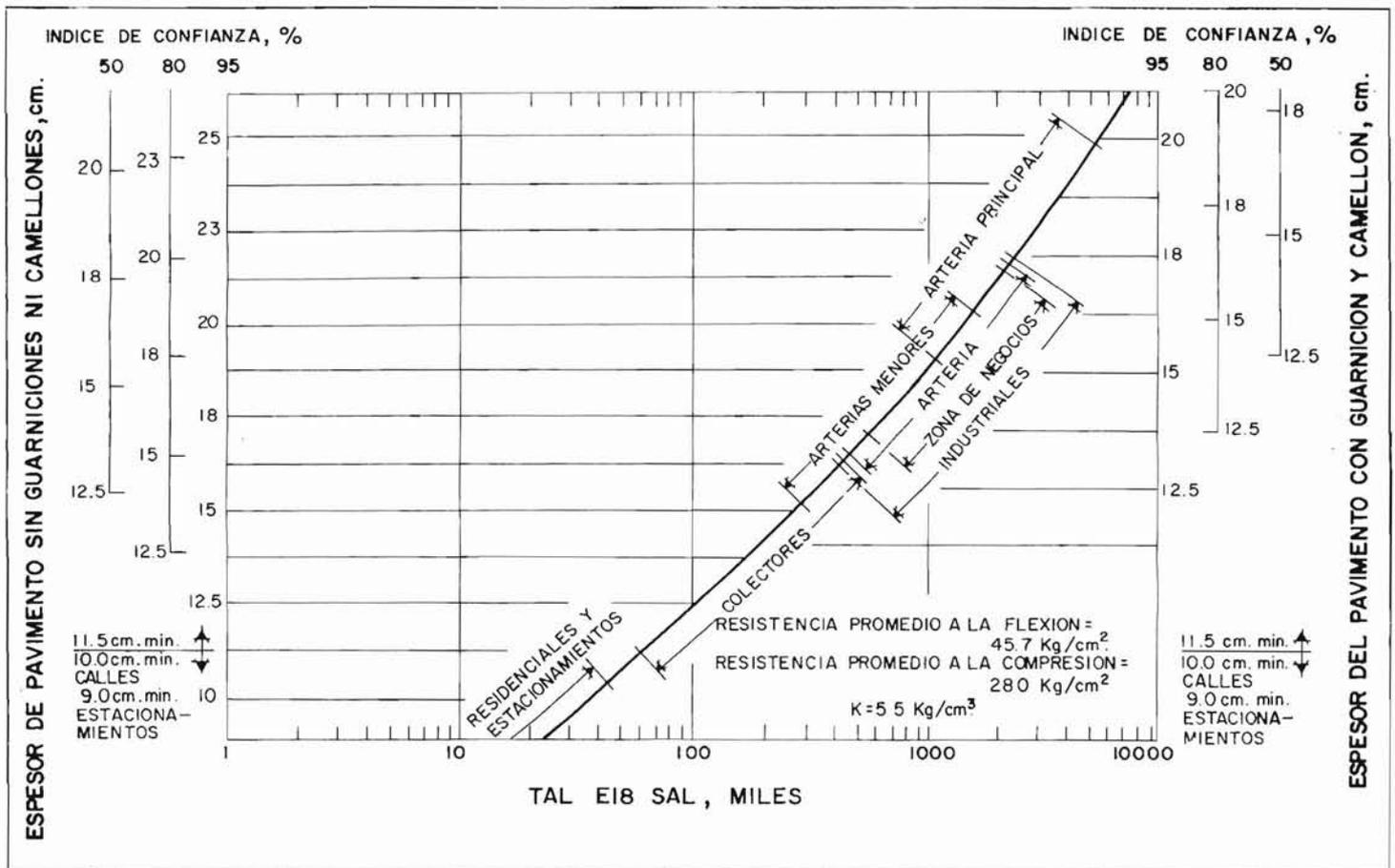


Figura 9.12

de los niveles freáticos. Además, se planea dotar de cunetas y drenes laterales en zonas bajas para lograr un drenaje eficiente de toda la vialidad.

En el caso de que por los requerimientos de rasante de proyecto no se alcancen los niveles exigidos, se colocarán materiales de relleno de la calidad de una capa subrasante que cumpla con lo estipulado en las normas S.C.T., subyaciendo a la sub-base.

Dado que se trata de un libramiento sujeto a cargas pesadas, se sugiere emplear un nivel de confianza del 90 %. Por otro lado, se propone utilizar un concreto cuya resistencia a la flexión, M_r , sea igual a 49 kg/cm^2 , con un módulo de elasticidad del orden de $3.33 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$.

La decisión de emplear pasajuntas dependerá de la factibilidad constructiva y económica. Se sabe que cuando se hace uso de ellas, es posible reducir los volúmenes de concreto resultantes. En los cálculos finales se presentan varios escenarios para adoptar un criterio.

Los cálculos de tránsito aparecen en una tabla anexa. En la segunda columna de esta última tabla aparecen las condiciones de estado de carga: vacío y cargado. Ello se refiere a una estimación razonable de los porcentajes de vehículos vacíos. Para esto es necesario realizar mediciones de sus pesos con básculas, a fin de obtener datos más precisos. Este procedimiento, según se verá, influye mucho en los valores de los

factores de equivalencia, mediante los cuales se transforma los pesos reales de los ejes de vehículos a ejes estándar equivalentes de 8.2 ton o repeticiones de carga de ejes normalizados durante el período de diseño del pavimento.

En la columna 5 aparece el número de años por el cual habrá de multiplicarse el tránsito actual para reflejar el período de diseño (25 años) afectado por la tasa de crecimiento de 7 %. En la parte final del capítulo sobre tránsito aparece la fórmula propuesta para determinar el factor de crecimiento, g , de la AASHTO.

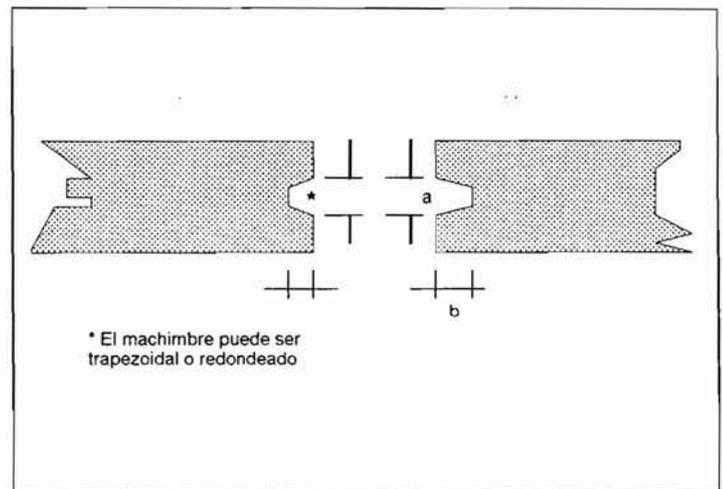


Fig. 9.13 Machimbres para juntas de pavimentos urbanos

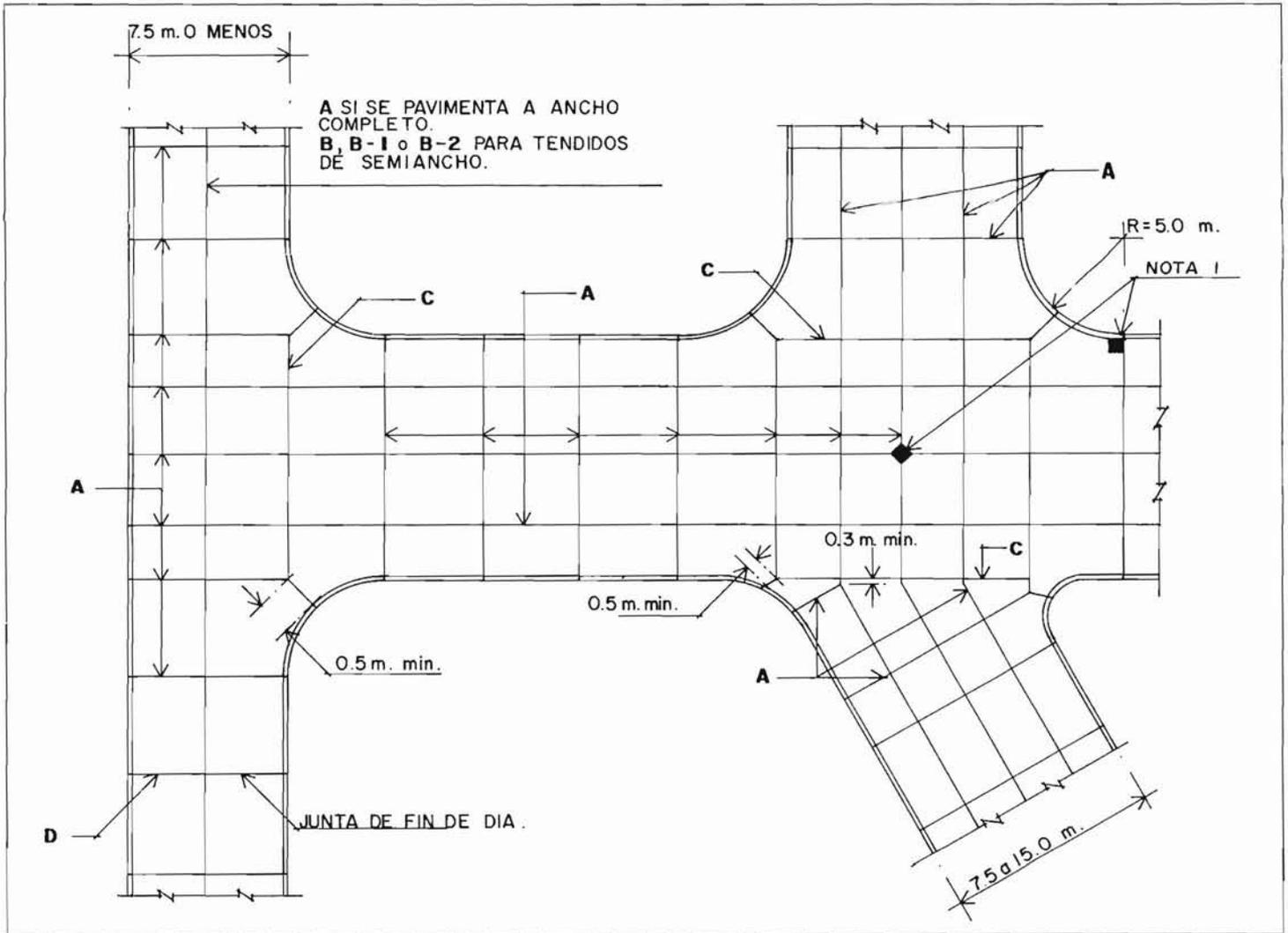


Figura 9.14 Detalle de pavimentos con guarnciones y sistema de juntas en calle.

El tránsito de diseño es el producto de las columnas 4 y 5 multiplicados por los 365 días del año. En tabla anexa se presenta el desglose de los factores de equivalencia concentrados, F.E., que aparecen en la penúltima columna. Los valores de F.E. atendiendo al peso de eje fueron preparados por la AASHTO, y se reproducen en las tablas No 8.1 a la 8.9, del capítulo 8 sobre Tránsito. Ellos son función del peso por eje y del espesor supuesto o de tanteo de la losa. En nuestro caso, hemos considerado uno de 20 cm. Finalmente, los ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton, ESAL's de diseño, para cada tipo de vehículo se obtienen multiplicando el tránsito de diseño por el F.E. correspondiente. El tránsito para el cual se diseña el pavimento es la sumatoria de todos los grupos de carga, y aparece en la parte inferior de la tabla.

Para tomar en cuenta la geometría del pavimento o la disposición de carriles, todo el tránsito de diseño se multiplica por el factor de carril, Fc. Dado que en nuestro caso sólo existirán dos carriles, este factor es de 1, de otra manera se deberá emplear la Fig. 8.2 del capítulo 8.

Para tomar en cuenta que el tránsito total circulará en ambas direcciones, el pavimento se diseña para un solo carril, denominado de diseño. Así, al valor resultante de afectar al tránsito

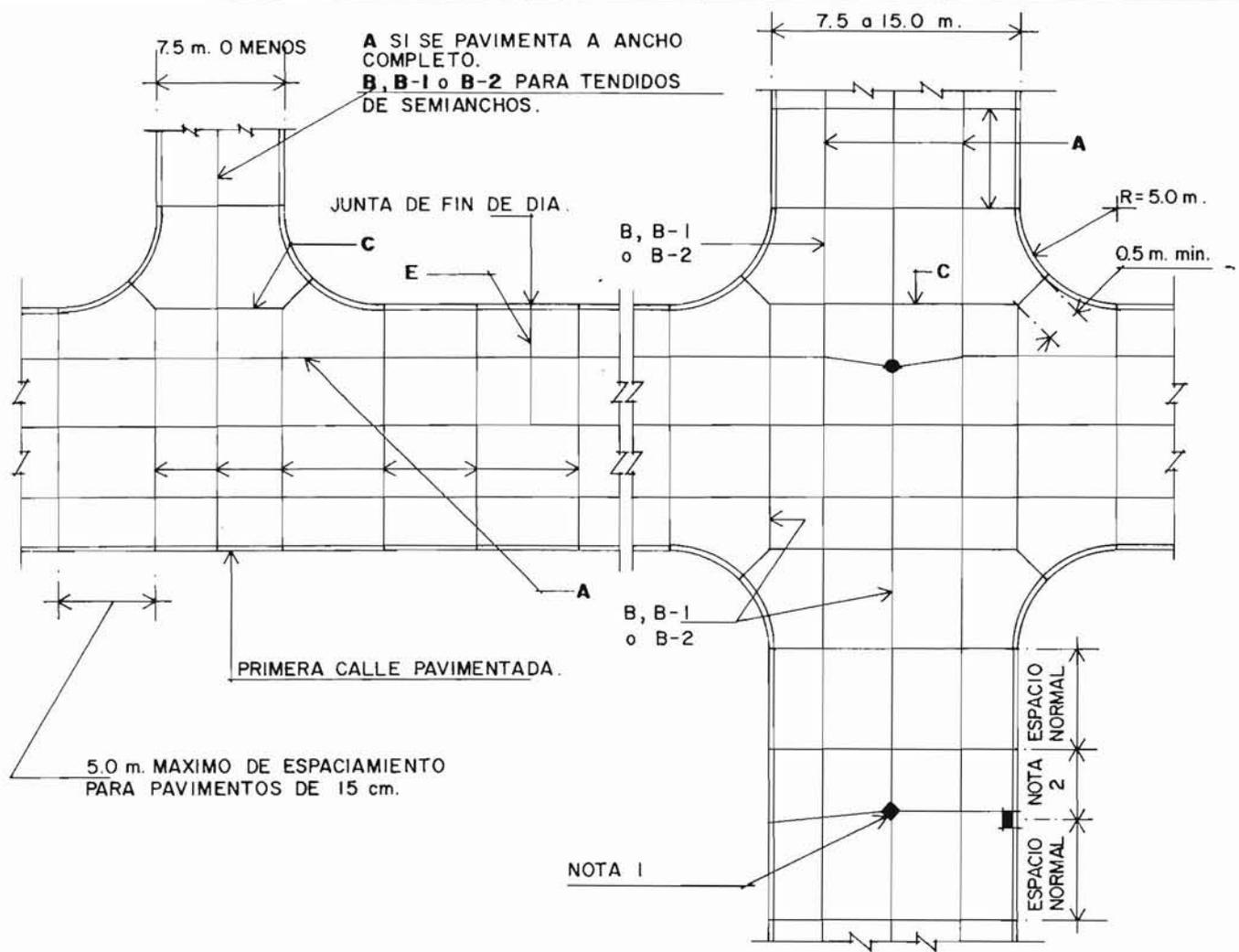
de diseño por el factor Fc habrá que dividirlo entre dos para ser empleado en la ecuación o nomogramas de solución.

En las tablas y gráficas anexas se presenta el dimensionamiento del pavimento.

❖ Secuencia de cálculo: todavía primeramente se proporciona el tipo y distribución de tránsito, así como el T.P.D.A.

En la segunda y tercera columnas se clasifica el estado y los porcentajes de vehículos cargados y vacíos. En la cuarta, se multiplican los porcentajes por el T.P.D.A. En la quinta aparece el factor de crecimiento obtenido de acuerdo con la ecuación propuesta por la AASHTO (ver Capítulo de Tránsito). Para ello se utilizó la tasa de crecimiento y el número de años del proyecto. En la sexta columna, Tránsito de Diseño, se da el producto de las columnas 4 y 5 multiplicado por los 365 días del año. En la columna 8 se calculan los ejes estándar equivalentes de 8.2 ton, ESAL's, producto de la multiplicación de las columnas 6 y 7.

Nótese que en la columna 7, Factores de Equivalencia, aparecen los valores ya concentrados para cada condición, esto



- NOTA 1 :** ALCANTARILLAS, PUEDEN SER COLOCADAS INTEGRALMENTE CON EL PAVIMENTO O FORMADAS MEDIANTE CAJAS. LOS COLADOS DE POZOS DE VISITA O REGISTROS DENTRO DEL AREA DEL PAVIMENTO PUEDEN FORMARSE MEDIANTE CAJAS O COLARSE DE FORMA INTEGRAL.
- NOTA 2 :** ESPACIAMIENTO DE JUNTAS AJUSTADO PARA CUMPLIR CON NIVELES Y DISPOSICION DE POZOS DE VISITA Y ALCANTARILLAS.
- NOTA 3 :** LAS DIMENSIONES TIPO MOSTRADAS SON PARA PAVIMENTOS DE 15 cm. EL ESPACIAMIENTO MAXIMO ENTRE JUNTAS TRANSVERSALES NO DEBE EXCEDER EL VALOR MENOR ENTRE 30 VECES EL ESPESOR DEL PAVIMENTO (EN PULGADAS) O 3.7 m. (4.6 m. PARA ESTACIONAMIENTOS).

Figura 9.14 Detalle de pavimentos con guarnciones y sistema de juntas en calle. (Continuación)

es, vacía y totalmente cargada. Cada número es la suma de factores correspondientes a cada uno de los ejes que componen al vehículo. Así por ejemplo, en el caso de automóviles A2, se entra en las tablas para un nivel de rechazo, Pt, igual a 2.5, y se propone un espesor inicial de losa de 25 cm, mientras que para un peso por eje de 1 ton, se obtiene 0.0002 por eje. Dado que lo componen dos ejes iguales, entonces el valor a usar en la tabla es de 0.0004, y así sucesivamente, para cada tipo de vehículo. Es interesante notar que los valores de F.C. se incrementan conforme el peso por eje, lo que nos da una noción del daño producido por cada tipo de eje, o en otros términos, el número de pasadas necesario de un eje dado para producir el mismo deterioro que un eje sencillo estándar de 8.2 ton de peso.

El tránsito de entrada fue el total, luego el carril de diseño deberá considerar sólo la mitad del tránsito para una dirección, lo cual significa que Fd debe ser igual a 0.5. Nótese que en este caso se utilizó un factor de distribución por carril, Fc, de 0.60. Esto se debe a que este tramo carretero contará con dos carriles por cada dirección. En caso de requerir mayor seguridad, por ejemplo en el caso de las autopistas, este valor puede alcanzar el valor de 0.90. Para el caso extremo de que se contase sólo con un carril por dirección, tal factor debe ser, desde luego, de 1.0.

Solución por nomograma:

Número total de ejes equivalentes
de 18 Kips de peso = 36,410,151

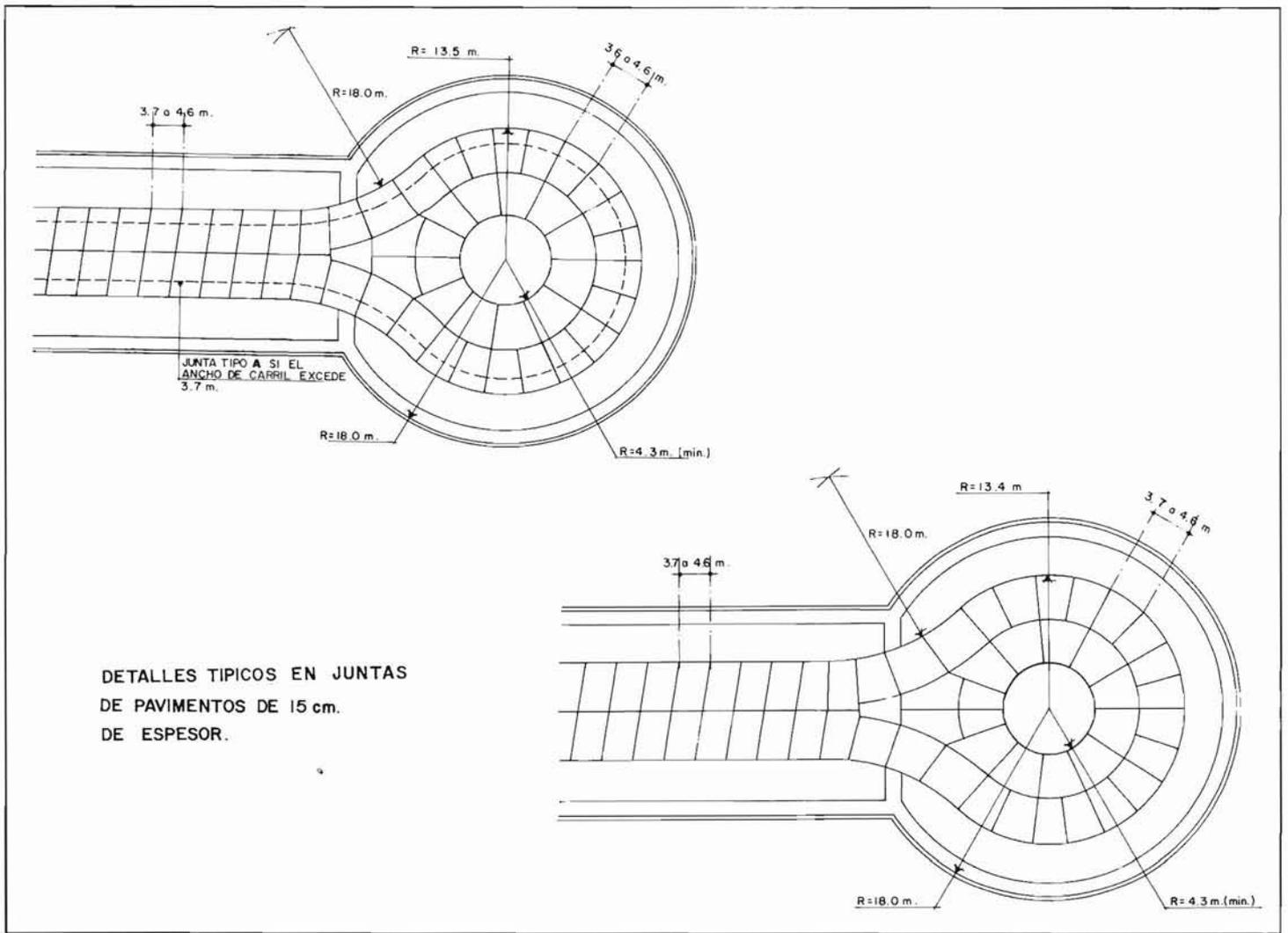


Figura 9.14 Detalle de pavimentos con guarniciones y sistema de juntas en calle. (Continuación)

Confiabilidad	= 90 %	Profundidad a manto rígido	= muy grande
Desviación estándar, promedio	= 0.35	Pérdida de soporte	= 1
Módulo de ruptura	= 49 Kg/cm ² (697 lb/ pulg ²)	Módulo de reacción (usar la gráfica de la Fig. 9.2)	= 4.6 Kg/cm ³ (166 lb/ pulg ³)
Coefficiente de transferencia de carga	= 3.40	Empleando el nomograma de la Fig. 9.1	
Coefficiente de drenaje	= 1.10	Espesor del pavimento	= 29.5 cm (11.62 pulgadas)
Serviciabilidad inicial	= 4.5		
Serviciabilidad final	= 2.50		

Para la determinación del módulo de reacción:

Módulo de resiliencia de la subrasante	= 872 Kg/cm ² (12,392 lb/pulg ²)
Módulo de resiliencia de la sub-base	= 2,460 Kg/cm ² (35,000 lb/pulg ²)
Espesor de la sub-base	= 15 cm

Para dar una idea de la influencia de las pasajuntas en los espesores resultantes, tenemos que para los datos anteriores:

Factor de transferencia, J	Espesor, en cm (pulgadas)
3.4 con Mr = 49 kg/cm ²	29.5 (11.60)
2.7	26.0 (10.30)
2.6	25.5 (10.09)
3.4 con Mr = 53 kg/cm ²	11.2 (28.50)

J= 2.6, caso de que el pavimento sea continuamente reforzado

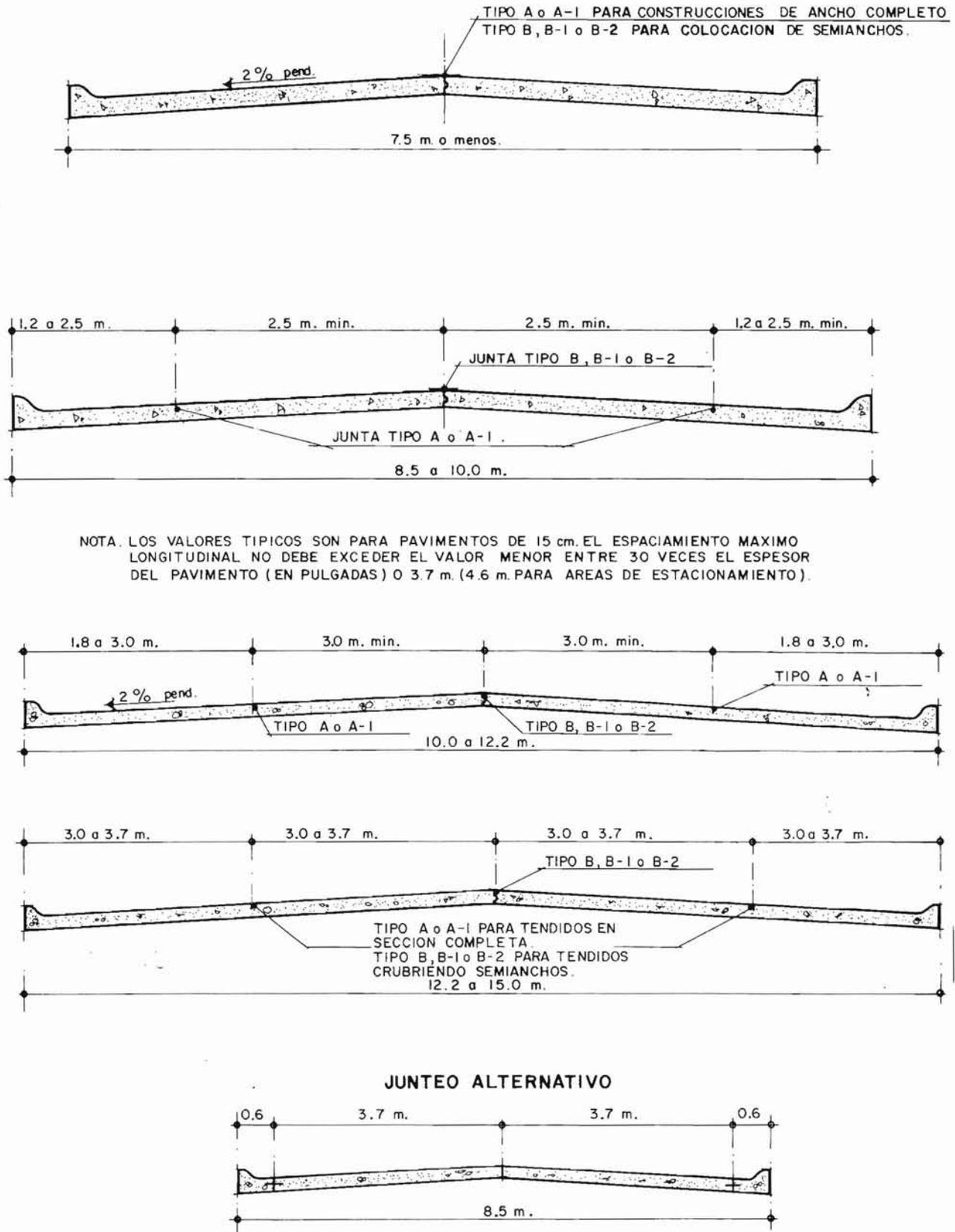


Figura 9.15 Detalles de la sección transversal en pavimentos urbanos, mostrando arreglos típicos en juntas longitudinales.

Tabla 9.11 Ejemplo de cálculo de tráfico

Localización: Libramiento Sur				Espesor de la losa (propuesto, tanteo) = 25 cm			
Período de análisis, n = 20 años				Tasa de crecimiento, g = 7 %			
Tránsito Promedio Diario Anual, T.P.D.A. = 4,000							
Tipo de vehículo (1)	Estado de carga (2)	Composi - ción, en % (3)	Tráfico presente (4)	Factor por crecimiento	Tráfico de diseño (6)	Factor de equivalencia	E.S.A.L. de diseño (8)
A2	Total	20	800	41.00	11,970,684	.0004	4,788
	Vacío	10	400	41.00	5,985,342	.0004	2,394
A'2	Total	11	440	41.00	6,583,876	.042	276,523
	Vacío	5	200	41.00	2,992,671	.014	41,897
B2	Total	10	400	41.00	5,985,342	2.558	15,310,0505
	Vacío	6	240	41.00	3,591,205	0.53	1,903,339
B3	Total		0			1.5	0
	Vacío		0			0.183	0
C2	Total	6	240	41.00	3,591,205	2.56	9,193,485
	Vacío	2	80	41.00	1,197,068	.043	51,474
C3	Total	5	200	41.00	2	992,671	4.38
	Vacío	4	160	41.00	2	394	.137
T2- S1	Total		0			14.85	0
	Vacío		0			.078	0
T3 - S2	Total	5	200	41.00	2,992,671	10.8	32,320,846
	Vacío	6	240	41.00	3,591,205	0.07	251,384
T3 - S3	Total		240	41.00	3	591,205	11.8
	Vacío		80	41.00	1,197	068	0.072
T3 - S2 - R2	Total	1	40	41.00	598	534	8.38
	Vacío	1	40	41.00	598	534	0.08
		100		E.S.A.L. total =	121,367,171		

Factor direccional = 0.5

Factor por carril (carril de baja) , Fc = 0.60, E.S.A.L. de diseño = (total) * Fc* Fd =, 36,410,151

Nótese que la colocación de las pasajuntas reduce considerablemente los espesores. El incremento de 4 kg/cm² en el módulo de ruptura sólo disminuye 1 cm en los espesores. En este criterio predomina mucho el aspecto de erosión, a saber, la presencia de elementos de transferencia de carga-pasajuntas entre las losas.

"Soil Stabilization in pavement structures - A User's manual, Volume 2, Mixture Design Considerations", Terrel, R.L., Epps, Jon, Barenberg, Ernest J. Mitchell, James, and Thompson, Marshall.

⁵ Según AASHTO T97, ASTM C78, NOM-C-191-1986.

Referencias

¹"Highway Research Board Special Reports 61A through 61G".

²"Pavement Analysis Software, PAS", desarrollado por la American Concrete Pavement Association. Basado en la publicación de la AASHTO "Guide for the Design of Pavement Structures", 1993.

³ "Design of Concrete Pavement for City Street", PCA.

⁴ "Soil Stabilization in pavement structures - A User's manual, Volume 1, Pavement design and Construction considerations", Terrel, R.L., Epps, Jon, Barenberg, Ernest J. Mitchell, James, and Thompson, Marshall.

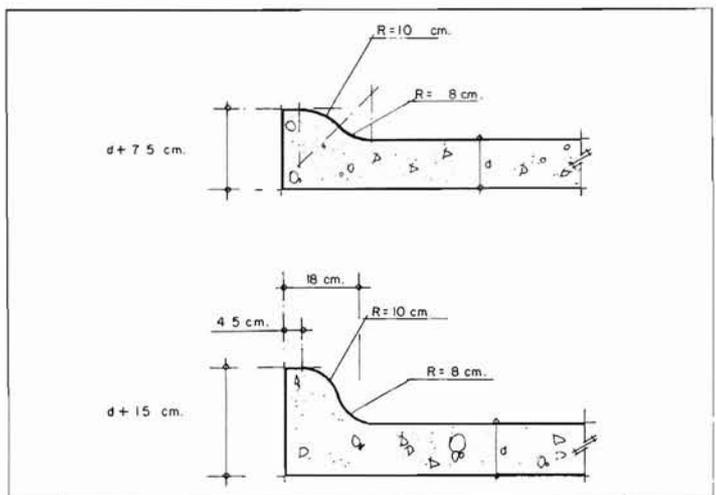


Figura 9.16 Detalles de guarniciones integrales.

Método de la PCA

10.1 ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL METODO

El método fue primeramente publicado en 1966¹, sin embargo, a fin de tomar en cuenta aspectos adicionales de diseño, una nueva versión fue presentada en 1984².

Los nuevos factores incluidos son:

- * Modos de falla por fatiga no tradicionales, tales como la erosión de la cimentación del pavimento.
- * Concreto sin refuerzo como capa de sub-base.
- * Acotamientos de concreto.
- * Pavimentos sin mecanismos de transferencia de cargas en las juntas transversales (pasajuntas). El trabajo entre

juntas se desarrolla por fricción entre los agregados del concreto.

El criterio original de diseño consideraba el concepto de "resistencia utilizada" del pavimento por las diferentes sollicitaciones, a saber, por carga y factores ambientales. En el método se calculan los esfuerzos inducidos por cada rango de cargas (por ejes) y se comparan entonces con las resistencias de diseño. A dicha relación se le conoce como relación de esfuerzos. Conociendo esta relación, se calcula el número de repeticiones permitidas para un rango de cargas (por tránsito) dado, valor que se compara con el número de repeticiones esperadas en un período de diseño. La relación de estos números (en porcentaje que representa la resistencia consumida o utilizada por el tránsito), no debe nunca exceder 100 %.

Los conceptos considerados en la última versión de este criterio de diseño son:

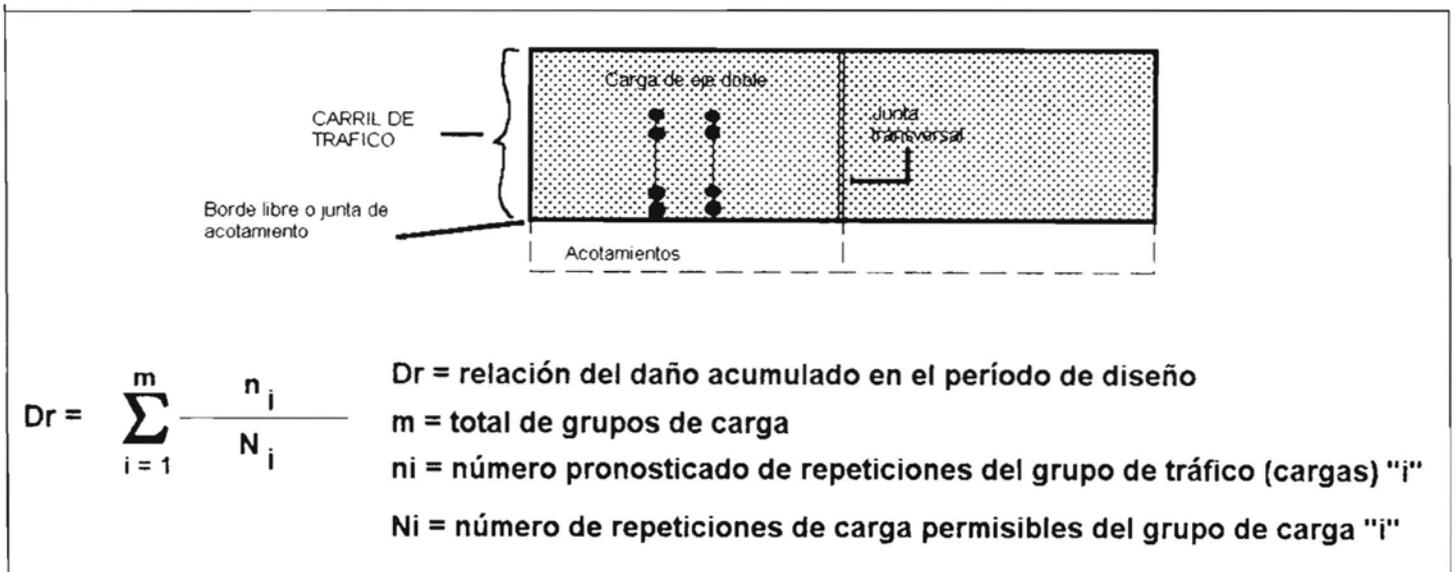


Figura 10.1 Análisis por fatiga. (Criterio PCA)

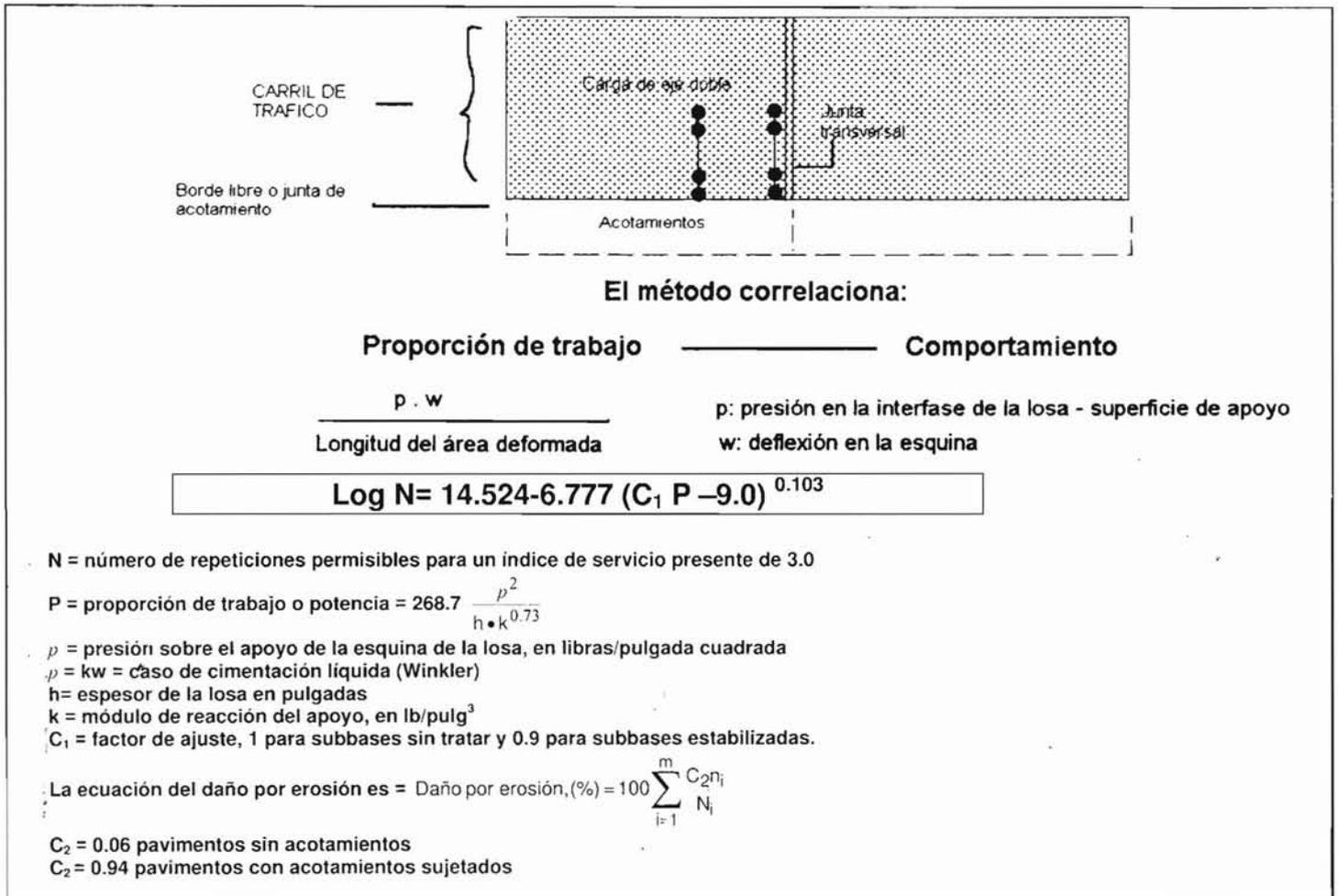


Figura 10.2 Análisis de Erosión, criterio de la PCA

- ❖ **CRITERIO POR FATIGA:** se utiliza para mantener los esfuerzos inducidos a la losa de concreto dentro de límites aceptables.
- ❖ **CRITERIO DE EROSION:** para limitar los efectos de la deflexión del pavimento en las zonas críticas, orillas y esquinas, inducida por erosionabilidad de la capa de apoyo en esquinas y orillas. Este enfoque también se introduce para limitar problemas de fracturamiento en zona de juntas, especialmente en pavimentos sin pasajuntas.

El método de análisis se basa en análisis de esfuerzos-deflexiones críticos debido a las posiciones de carga mostradas en la Fig. 10.1, empleando el método de elementos finitos. En esta metodología se consideran losas finitas, en donde actúan cargas en posiciones diferentes, y se modelan las transferencias de carga losa-losa entre juntas, losa-acotamientos y entre grietas. En el caso de pavimentos sin pasajuntas, la transmisión de cargas entre grietas, en juntas machihembradas o en grietas del tipo continuamente reforzado, se modela mediante la introducción de resortes con rigideces conocidas, basándose en las

características carga-deflexión en tales juntas observadas tanto en campo como en laboratorio en zona de juntas.

En pavimentos con juntas se observó que los esfuerzos críticos se presentan cuando la condición de carga es como las mostradas en las figuras anteriores.

Esfuerzos críticos de orilla: corresponde al esquema de la Fig. 10.2, en donde, dada la lejanía relativa a la posición de las cargas, las juntas transversales tienen poca influencia en los esfuerzos resultantes. De esta manera, estos últimos son independientes del tipo de mecanismo de transferencia de carga: trabazón de agregado o pasajuntas. La construcción de acotamientos ligados al pavimento reduce substancialmente los esfuerzos resultantes en los bordes.

Esfuerzos críticos de esquina: En este caso el mecanismo de transferencia de carga en las juntas transversales juega el papel más importante. Ver Figs. 7.11 y 10.2. Las deflexiones

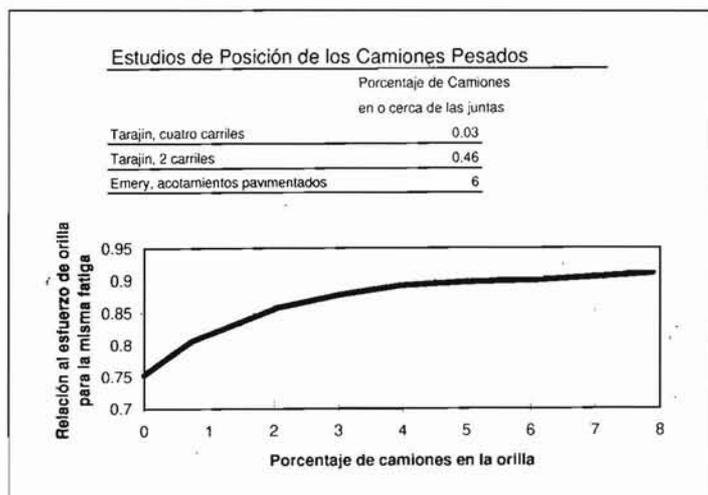


Figura 10.3 Factor de esfuerzo de orilla equivalente, dependiente del porcentaje de camiones de orilla.

mayores ocurren cuando las cargas se colocan encima de o en las proximidades de las juntas de control. Esto provoca que los resultados afecten y aun definan los criterios de erosión (o de deflexiones permisibles) en el diseño del pavimento. También en esta posición de cargas la opción de construir acotamientos hace que se reduzcan los espesores finales, ya que contribuyen a reducir esfuerzos.

Pavimentos de Concreto con Refuerzo Continuo, PCRC

La separación de los agrietamientos transversales en este tipo de pavimentos van de 1 a 3 m, con promedios entre 1.2 y 1.5 m. Se utilizaron buenas transferencias de carga en las grietas en el modelo de análisis con elementos finitos. Al igual que en los pavimentos con juntas, en los PCRC la posición crítica de las cargas son las de borde y esquinas.

Para espaciamentos grandes de agrietamientos, los esfuerzos críticos en las orillas son del mismo orden que los obtenidos en pavimentos junteados. Cuando la separación es del orden del promedio o inferiores, los esfuerzos resultaron ser menores.

En el caso de cargas en las esquinas, cuando los espaciamientos de grietas son grandes, las deflexiones resultan menores que las que se presentan en pavimentos con pasajuntas en las juntas transversales. Cuando estos espaciamientos van del promedio a grandes, las deflexiones en esquinas resultan del mismo orden que los pavimentos pasajunteados. Cuando los agrietamientos son pequeños (de 1.0 a 1.3 m) las deflexiones calculadas son algo mayores que en el caso de losas con juntas y con dispositivos de transferencia de carga. Esto se acentúa más cuando los ejes son dobles.

Tabla 10.1 Esfuerzo equivalente (kg/cm^2) acotamiento sin pavimentar

Espesor losa (cm)	K-Módulo de reacción sub-rasante (kg/cm^3)													
	2		4		6		8		10		15		20, +	
	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem
12	43.0	35.6	37.8	30.1	35.1	28.1	33.1	26.8	31.7	25.7	29.1	24.3	27.4	23.5
13	38.4	32.3	33.8	27.3	31.4	25.3	29.7	24.0	28.4	23.0	26.1	21.6	24.6	20.8
14	34.6	29.6	30.5	24.9	28.3	22.9	26.8	21.6	25.6	20.8	23.7	19.4	22.3	18.5
15	31.4	27.2	27.7	22.9	25.7	20.9	24.4	19.7	23.3	18.8	21.6	17.5	20.4	16.7
16	28.7	25.2	25.3	21.2	23.5	19.3	22.3	18.1	21.3	17.3	19.7	16.0	18.7	15.2
17	26.3	23.5	23.3	19.7	21.6	17.9	20.5	16.7	19.6	16.0	18.1	14.7	17.2	13.9
18	24.3	22.0	21.5	18.4	19.9	16.6	18.9	15.5	18.1	14.8	16.8	13.6	15.9	12.8
19	22.5	20.7	19.9	17.2	18.5	15.6	17.5	14.5	16.8	13.8	15.6	12.6	14.8	11.9
20	21.0	19.5	18.5	16.2	17.2	14.6	16.4	13.6	15.6	12.9	14.5	11.8	13.8	11.1
21	19.6	18.5	17.3	15.3	16.1	13.8	15.2	12.9	14.6	12.2	13.6	11.1	12.8	10.4
22	18.3	17.5	16.2	14.5	15.0	13.1	14.2	12.2	13.7	11.5	12.8	10.5	12.0	9.8
23	17.2	16.7	15.2	13.8	14.1	12.4	13.3	11.5	12.8	10.9	12.0	9.9	11.3	9.2
24	16.2	15.9	14.3	13.1	13.3	11.8	12.5	11.0	12.1	10.4	11.3	9.4	10.7	8.8
25	15.3	15.2	13.5	12.5	12.6	11.2	11.9	10.5	11.4	9.9	10.7	8.9	10.1	8.3
26	14.5	14.5	12.8	12.0	11.9	10.7	11.3	10.0	10.8	9.4	10.1	8.5	9.5	8.0
27	13.8	13.9	12.1	11.5	11.3	10.3	10.7	9.5	10.3	9.0	9.5	8.1	9.0	7.6
28	13.1	13.4	11.5	11.0	10.7	9.9	10.2	9.1	9.8	8.6	9.0	7.8	8.6	7.3
29	12.5	12.9	11.0	10.6	10.2	9.5	9.7	8.8	9.3	8.3	8.6	7.5	8.2	6.9
30	11.9	12.4	10.5	10.2	9.7	9.1	9.2	8.5	8.9	8.0	8.2	7.2	7.8	6.6
31	11.3	12.0	10.0	9.9	9.3	8.8	8.8	8.1	8.4	7.7	7.8	6.9	7.4	6.4
32	10.9	11.6	9.6	9.5	8.9	8.5	8.4	7.8	8.0	7.4	7.5	6.7	7.1	6.2
33	10.4	11.2	9.2	9.2	8.5	8.2	8.0	7.6	7.7	7.1	7.2	6.4	6.8	6.0
34	10.0	10.8	8.8	8.9	8.1	7.9	7.7	7.3	7.3	6.9	6.9	6.2	6.6	5.8

Tabla 10.2 Esfuerzo equivalente (kg/cm^2) acotamiento pavimentado

Espesor losa (cm)	K-Módulo de reacción sub-rasante (kg/cm^3)													
	2		4		6		8		10		15		20	
	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem
12	33.6	28.2	29.5	24.6	27.4	23.1	26.0	22.2	24.9	21.6	23.1	20.8	21.9	20.4
13	30.2	25.6	26.6	22.2	24.7	20.8	23.4	19.9	22.5	19.4	20.9	18.6	19.9	18.1
14	27.4	23.4	24.1	20.2	22.4	18.9	21.3	18.0	20.5	17.5	19.1	16.7	18.2	16.2
15	25.0	21.5	22.0	18.5	20.5	17.2	19.5	16.4	18.8	15.9	17.5	15.1	16.7	14.6
16	22.9	19.9	20.2	17.1	18.8	15.8	18.0	15.1	17.3	14.6	16.1	13.8	15.5	13.3
17	21.1	18.5	18.6	15.8	17.4	14.6	16.6	13.9	16.0	13.4	14.9	12.6	14.3	12.1
18	19.6	17.2	17.3	14.7	16.1	13.5	15.4	12.9	14.8	12.4	13.9	11.6	13.3	11.2
19	18.2	16.2	16.1	13.8	15.0	12.7	14.3	12.0	13.8	11.6	12.9	10.8	12.4	10.4
20	17.0	15.2	15.0	12.9	14.0	11.9	13.4	11.3	12.9	10.8	12.1	10.1	11.6	9.7
21	15.9	14.4	14.0	12.2	13.1	11.2	12.6	10.6	12.1	10.2	11.3	9.5	10.9	9.1
22	14.9	13.6	13.2	11.5	12.3	10.6	11.8	10.0	11.4	9.6	10.7	8.9	10.2	8.6
23	14.0	12.9	12.4	10.9	11.6	10.0	11.1	9.5	10.7	9.1	10.1	8.4	9.7	8.1
24	13.2	12.3	11.7	10.4	11.0	9.5	10.5	9.0	10.1	8.6	9.5	8.0	9.1	7.6
25	12.5	11.8	11.1	9.9	10.4	9.1	9.9	8.5	9.6	8.2	9.0	7.6	8.7	7.3
26	11.9	11.2	10.5	9.5	9.8	8.7	9.4	8.1	9.1	7.8	8.6	7.2	8.2	6.9
27	11.3	10.8	10.0	9.1	9.3	8.3	8.9	7.8	8.6	7.4	8.1	6.9	7.8	6.6
28	10.7	10.3	9.5	8.7	8.9	7.9	8.5	7.4	8.2	7.1	7.8	6.6	7.5	6.3
29	10.2	9.9	9.1	8.4	8.5	7.6	8.1	7.1	7.8	6.8	7.4	6.3	7.1	6.0
30	9.8	9.5	8.7	8.1	8.1	7.3	7.7	6.9	7.5	6.6	7.1	6.1	6.8	5.8
31	9.3	9.2	8.3	7.8	7.7	7.1	7.4	6.6	7.2	6.3	6.8	5.8	6.5	5.5
32	9.0	8.9	7.9	7.5	7.4	6.8	7.1	6.4	6.9	6.1	6.5	5.6	6.2	5.3
33	8.6	8.6	7.6	7.2	7.1	6.6	6.8	6.1	6.6	5.9	6.2	5.4	6.0	5.1
34	8.3	8.3	7.3	7.0	6.9	6.3	6.6	5.9	6.3	5.7	6.0	5.2	5.7	4.9

Por los resultados obtenidos, y visto que dependiendo de la separación de las grietas en los PCRC, los esfuerzos y deflexiones en orillas y esquinas pueden ser del mismo orden, y en ocasiones mayores o menores a los pavimentos con juntas, con y sin pasajuntas. Es por ello que no se recomienda una diferenciación en los espesores de diseño resultantes.

Posiciones críticas de camiones

Sólo un pequeño porcentaje de los camiones circula estrictamente en las inmediaciones de los bordes del carril extremo de un camino. Normalmente las llantas externas pasan a una cierta distancia de las orillas del carril. En el método de la PCA se consideran, en base a estudios, distancias del orden de 60 cm en pavimento sin acotamientos pavimentados. En esta metodología de análisis se considera, del lado más conservador, que el 6 % del total de los camiones pesados circula con el área de contacto externo de la llanta extrema de afuera sobre o en las proximidades del borde del pavimento. Ello se basa de alguna manera en los anchos máximos permitidos en vehículos en los E.U.A.

De hecho conforme se aleja la carga de los bordes, los esfuerzos se reducen sensiblemente. Los estudios muestran que conforme se alejaba la carga respecto al borde, se incre-

mentaba la frecuencia de las pasadas permisibles, y los esfuerzos y deflexiones se redujeron de forma importante. Los resultados, sin embargo, son complejos de manipular, y es por ello que todos estos análisis se han ordenado en gráficas de diseño.

En el caso de análisis por fatiga, se realizaron análisis de esfuerzos para posiciones incrementales de carga hacia el interior de la losa. Mediante esta variación de posiciones se establece el término factor de esfuerzo de orilla equivalente. Este factor da, cuando se multiplica por los esfuerzos de orilla, el mismo grado de consumo de fatiga producida por una distribución de posiciones del tránsito pesado.

En este método de diseño se empleó el 6 % como condición más crítica debida a repeticiones del tránsito pesado en las orillas. Es decir, el 6 % del total del tránsito pesado sobre los bordes provoca el mismo deterioro que toda la distribución vehicular que circula en el carril de diseño en dichas zonas.

También se utilizó el 6 % en el análisis por erosión. Cuando el pavimento no cuenta con acotamientos, rige la condición de carga más crítica en las esquinas, es decir, el 6 % del tránsito pesado. Cuando sí existen acotamientos, entonces el remanente del tránsito que circula hacia el interior de las losas, el 94

%, es el que provoca la falla por deflexiones excesivas (erosión).

El porcentaje de consumo por erosión se calcula de acuerdo con la ecuación de la Fig. 10.2. Para ahorrar trabajo en el empleo de tal ecuación, en particular de la relación (C/Ni) se prepararon las tablas 10.1 y 10.2.

Factores de diseño

- * Tránsito.
- * Resistencia de diseño del concreto.
- * Módulo de reacción de la subrasante.
- * Tipo de acotamientos y juntas transversales.
 - * Si el acotamiento está o no pavimentado.
 - * Si existen pasajuntas.
- * Período de diseño.
- * Criterio de fatiga.
- * Criterio por erosión.

10.2 TRANSITO

Se define como el número de ejes que pasan por el carril de diseño, clasificado por tipo y carga por eje. Este es el parámetro que influye más en el cálculo de espesores. Para determinarlo se toma en cuenta lo siguiente:

- * La distribución de pesos por eje por cada 1,000 vehículos
- * Las tasas de crecimiento
- * Los factores de distribución del tránsito. Se relaciona a como se distribuye el tránsito pesado en el carril de diseño en un camino de varios carriles, tal como ocurre en el caso de autopistas.

Normalmente los tránsitos promedios diarios anuales, T.P.D.A., pueden ser conocidos a partir de aforos vehiculares. Estos valores, sin embargo deberán ser afectados por los factores distribución por carril y los direccionales, así como los de crecimiento. Sobre este último, la PCA hace las siguientes consideraciones:

Los factores por los cuales se deberán multiplicar los TPDA's actuales para reflejar las tasas de crecimiento anuales son los que se muestran en la tabla 8.1 del capítulo correspondiente a tráfico. En ella aparecen para períodos de diseño de 20 y 40 años. Téngase en cuenta que el factor de crecimiento se ve influenciado por los siguientes factores:

- * Impacto de obra nueva: el tránsito se desviará a la nueva vialidad o tramo carretero sabiendo de la existencia de una superficie de rodamiento más segura y cómoda.

- * Crecimiento normal de usuarios: corresponde al incremento normal del número de usuarios, debido sencillamente a que la población y número de vehículos aumentan.

- * Tránsito inducido: es aquel tránsito que viene a la nueva instalación por recomendación de usuarios ordinarios o comunes a la misma. Este tránsito no se hubiese generado de no existir esta obra

- * Tránsito nuevo generado: este tránsito es el que nace ante la nueva redistribución del uso de suelo al construir la vialidad.

Será conveniente entonces que las dependencias encargadas de la planeación y ejecución de carreteras o vialidades realicen estudios de impacto vial, a fin de obtener un factor de crecimiento realista.

En todo caso, es conveniente que siempre y cuando no se cuente con información confiable, se consideren tasas de crecimiento relativamente altas. Esto es cierto particularmente en los casos en que las fallas en el pavimento tengan altos costos debidos ya sea por reparación y por el impacto nocivo creado por las interrupciones en el tránsito. Tal es el caso de cruces, colectores y periféricos importantes. Se tendrá en cuenta en que no todas las composiciones de tránsito crecen en la misma proporción. Por ejemplo, los automóviles y demás vehículos ligeros pueden crecer en proporción de 2 a 1 a como crecen los camiones de dos o más ejes con seis o más llantas (tránsito pesado).

Cuando se hagan proyecciones a cuarenta años se deberá tomar en cuenta que la tasa de crecimiento supuesta puede no mantenerse a lo largo de la vida de proyecto, y por ende se podrá llegar a valores desproporcionados o irreales del tránsito de diseño.

Distribución de tránsito de acuerdo con los ejes

Este método utiliza el tránsito ordenado por rangos de cargas por eje, normalmente de 1 ton (aproximadamente 2 kips) en el caso de ejes sencillos, y de 1 y 2 toneladas en ejes dobles. El número de pasadas de un grupo de vehículos dado se representa en miles, tal como aparece en la tabla 10.9. Se desprecian los vehículos ligeros (camiones de cuatro llantas, y en general vehículos de dos ejes).

10.3 FACTORES DE SEGURIDAD

Los factores de seguridad empleados se eligen como sigue:

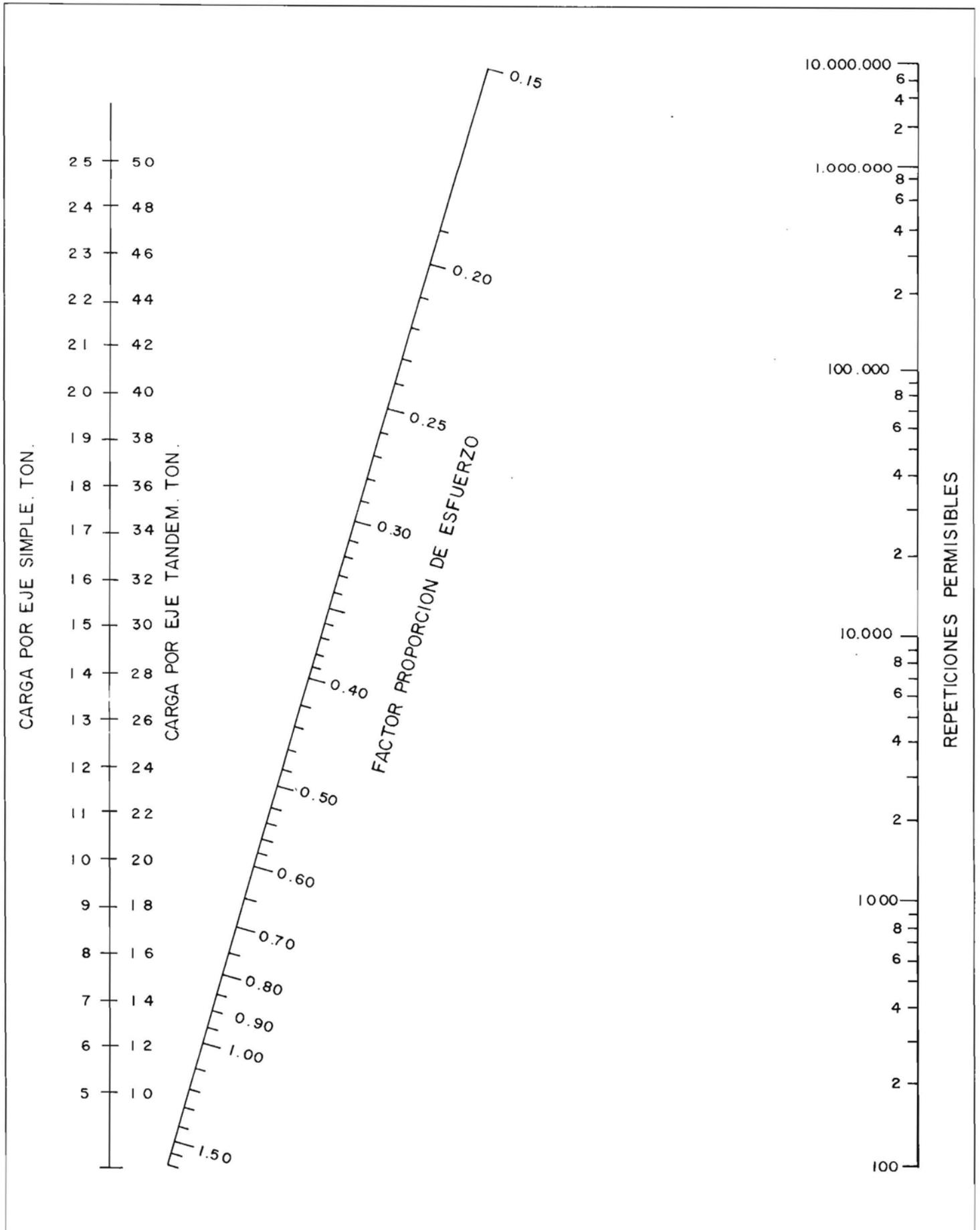


Figura 10.4 Método PCA 1984, análisis por fatiga. Acotamiento con y sin pavimento.

Tabla 10.4 Factor de erosión, Junta con pasajuntas - Acotamiento sin pavimento

Espesor losa (cm)	K- Módulos de reacción sub-rasante (Kg/cm ³)													
	2		4		6		8		10		15		20	
	Eje simple	Eje tandem	Eje simple	Eje tandem	Eje simple	Eje tandem	Eje simple	Eje tandem	Eje simple	Eje tandem	Eje simple	Eje tandem	Eje simple	Eje tandem
12	3.51	3.61	3.50	3.57	3.49	3.54	3.48	3.52	3.48	3.51	3.47	3.49	3.45	3.47
13	3.41	3.53	3.39	3.48	3.39	3.45	3.38	3.43	3.38	3.41	3.37	3.39	3.35	3.37
14	3.32	3.45	3.30	3.39	3.29	3.36	3.28	3.34	3.28	3.33	3.27	3.30	3.25	3.28
15	3.23	3.37	3.21	3.31	3.20	3.28	3.19	3.26	3.19	3.24	3.18	3.22	3.16	3.20
16	3.15	3.30	3.12	3.24	3.12	3.21	3.10	3.18	3.10	3.17	3.09	3.14	3.08	3.12
17	3.07	3.24	3.05	3.17	3.04	3.14	3.02	3.11	3.02	3.10	3.01	3.07	3.00	3.04
18	2.99	3.18	2.97	3.11	2.96	3.07	2.95	3.05	2.94	3.03	2.93	3.00	2.92	2.97
19	2.93	3.12	2.90	3.05	2.89	3.01	2.88	2.98	2.87	2.97	2.86	2.93	2.85	2.91
20	2.86	3.06	2.83	3.00	2.83	2.95	2.81	2.92	2.80	2.91	2.79	2.87	2.79	2.84
21	2.80	3.01	2.77	2.93	2.76	2.89	2.74	2.86	2.74	2.85	2.73	2.81	2.72	2.78
22	2.74	2.96	2.71	2.88	2.70	2.84	2.68	2.81	2.68	2.80	2.67	2.76	2.66	2.73
23	2.68	2.91	2.65	2.83	2.64	2.79	2.62	2.76	2.62	2.74	2.61	2.70	2.59	2.67
24	2.63	2.87	2.60	2.78	2.59	2.74	2.57	2.71	2.56	2.69	2.55	2.65	2.54	2.62
25	2.58	2.83	2.54	2.74	2.54	2.69	2.52	2.67	2.51	2.65	2.50	2.60	2.49	2.57
26	2.53	2.79	2.50	2.70	2.49	2.65	2.47	2.62	2.46	2.61	2.45	2.56	2.44	2.53
27	2.48	2.75	2.45	2.66	2.44	2.61	2.42	2.58	2.41	2.57	2.40	2.52	2.39	2.49
28	2.43	2.72	2.40	2.63	2.39	2.57	2.37	2.54	2.37	2.53	2.35	2.48	2.34	2.45
29	2.39	2.69	2.36	2.59	2.35	2.54	2.33	2.51	2.32	2.49	2.31	2.44	2.30	2.41
30	2.34	2.65	2.31	2.56	2.30	2.50	2.28	2.47	2.28	2.45	2.26	2.41	2.25	2.37
31	2.30	2.62	2.27	2.52	2.26	2.47	2.24	2.43	2.24	2.42	2.22	2.37	2.21	2.34
32	2.26	2.59	2.23	2.49	2.22	2.43	2.20	2.40	2.19	2.38	2.18	2.33	2.17	2.30
32	2.22	2.56	2.19	2.46	2.18	2.40	2.16	2.37	2.15	2.35	2.14	2.30	2.13	2.27
34	2.18	2.53	2.15	2.43	2.14	2.37	2.12	2.33	2.12	2.32	2.10	2.27	2.09	2.24

Tabla 10.5 Factor de erosión, Junta sin pasajuntas - Acotamiento sin pavimentar

Espesor losa (cm)	K-Módulo de reacción sub-rasante (kg/cm ³)													
	2		4		6		8		10		15		20	
	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem
12	3.72	3.82	3.69	3.74	3.67	3.69	3.65	3.67	3.64	3.65	3.62	3.61	3.59	3.58
13	3.62	3.75	3.59	3.66	3.57	3.61	3.55	3.59	3.54	3.57	3.52	3.52	3.49	3.49
14	3.53	3.68	3.50	3.59	3.48	3.53	3.46	3.51	3.45	3.49	3.43	3.44	3.40	3.41
15	3.45	3.61	3.41	3.52	3.39	3.46	3.37	3.44	3.36	3.42	3.34	3.37	3.31	3.34
16	3.37	3.55	3.33	3.46	3.31	3.40	3.29	3.37	3.28	3.35	3.26	3.30	3.23	3.26
17	3.30	3.50	3.26	3.40	3.23	3.34	3.21	3.31	3.20	3.29	3.18	3.23	3.16	3.20
18	3.23	3.44	3.18	3.34	3.16	3.28	3.14	3.25	3.13	3.23	3.11	3.17	3.09	3.13
19	3.17	3.39	3.12	3.29	3.09	3.23	3.07	3.19	3.06	3.17	3.04	3.11	3.02	3.07
20	3.11	3.35	3.05	3.24	3.03	3.17	3.01	3.14	3.00	3.12	2.98	3.05	2.96	3.02
21	3.05	3.30	2.99	3.19	2.97	3.13	2.95	3.09	2.94	3.07	2.92	3.00	2.90	2.96
22	3.00	3.26	2.94	3.15	2.91	3.08	2.89	3.04	2.88	3.02	2.86	2.95	2.84	2.91
23	2.94	3.22	2.88	3.11	2.85	3.03	2.83	2.99	2.82	2.97	2.80	2.90	2.78	2.86
24	2.90	3.18	2.84	3.07	2.80	2.99	2.78	2.95	2.77	2.93	2.75	2.86	2.73	2.82
25	2.86	3.14	2.79	3.03	2.76	2.96	2.73	2.91	2.72	2.89	2.70	2.82	2.68	2.78
26	2.81	3.11	2.75	2.99	2.71	2.92	2.69	2.88	2.68	2.86	2.65	2.78	2.63	2.74
27	2.77	3.08	2.70	2.96	2.67	2.89	2.64	2.84	2.63	2.82	2.61	2.75	2.59	2.71
28	2.73	3.05	2.66	2.93	2.62	2.85	2.60	2.81	2.59	2.79	2.56	2.71	2.54	2.67
29	2.70	3.02	2.62	2.90	2.58	2.82	2.56	2.78	2.55	2.75	2.52	2.68	2.50	2.64
30	2.66	2.99	2.59	2.86	2.54	2.79	2.51	2.75	2.50	2.72	2.48	2.64	2.46	2.60
31	2.63	2.96	2.55	2.83	2.50	2.76	2.48	2.72	2.47	2.69	2.44	2.61	2.42	2.57
32	2.59	2.93	2.51	2.81	2.47	2.73	2.44	2.69	2.43	2.66	2.40	2.58	2.38	2.54
33	2.56	2.90	2.48	2.78	2.43	2.70	2.40	2.66	2.39	2.63	2.36	2.55	2.34	2.51
34	2.53	2.88	2.45	2.75	2.40	2.67	2.37	2.63	2.36	2.60	2.32	2.52	2.30	2.48

Tabla 10.6 Factor de erosión, Junta con pasajuntas - Acotamiento pavimentado

Espesor losa (cm)	K-Módulo de reacción sub-rasante (Kg/cm ³)													
	2		4		6		8		10		15		20	
	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem
12	3.07	3.09	3.02	2.99	3.00	2.93	2.97	2.90	2.96	2.88	2.94	2.84	2.92	2.83
13	2.97	3.02	2.92	2.92	2.90	2.86	2.87	2.83	2.86	2.80	2.84	2.76	2.82	2.74
14	2.88	2.96	2.83	2.85	2.81	2.79	2.78	2.76	2.77	2.73	2.75	2.68	2.73	2.66
15	2.80	2.89	2.75	2.79	2.73	2.72	2.70	2.69	2.69	2.66	2.67	2.61	2.65	2.59
16	2.72	2.84	2.67	2.73	2.65	2.66	2.62	2.63	2.61	2.60	2.59	2.55	2.57	2.52
17	2.64	2.78	2.60	2.68	2.58	2.60	2.55	2.57	2.54	2.54	2.52	2.48	2.49	2.45
18	2.57	2.73	2.53	2.62	2.51	2.55	2.48	2.51	2.47	2.48	2.45	2.42	2.42	2.39
19	2.51	2.69	2.47	2.57	2.44	2.50	2.41	2.46	2.40	2.43	2.38	2.37	2.36	2.33
20	2.44	2.64	2.41	2.53	2.38	2.45	2.35	2.41	2.34	2.38	2.32	2.31	2.29	2.28
21	2.38	2.60	2.35	2.48	2.32	2.40	2.29	2.36	2.28	2.33	2.26	2.26	2.23	2.22
22	2.33	2.56	2.30	2.44	2.27	2.36	2.24	2.32	2.23	2.29	2.21	2.21	2.18	2.17
23	2.27	2.52	2.24	2.40	2.21	2.31	2.18	2.27	2.17	2.24	2.15	2.17	2.12	2.12
24	2.23	2.48	2.19	2.36	2.16	2.28	2.13	2.24	2.12	2.20	2.10	2.13	2.07	2.08
25	2.18	2.43	2.14	2.33	2.11	2.24	2.09	2.20	2.08	2.17	2.05	2.09	2.02	2.03
26	2.14	2.39	2.09	2.29	2.06	2.21	2.04	2.17	2.03	2.13	2.01	2.06	1.97	1.99
27	2.10	2.35	2.05	2.26	2.02	2.17	2.00	2.13	1.99	2.10	1.96	2.03	1.93	1.95
28	2.06	2.32	2.01	2.23	1.98	2.14	1.95	2.10	1.94	2.07	1.92	1.99	1.89	1.91
29	2.03	2.28	1.97	2.19	1.94	2.11	1.91	2.07	1.90	2.04	1.88	1.96	1.85	1.87
30	1.99	2.25	1.93	2.16	1.90	2.08	1.87	2.04	1.86	2.01	1.83	1.93	1.81	1.83
31	1.96	2.21	1.89	2.13	1.86	2.05	1.83	2.01	1.82	1.98	1.80	1.90	1.77	1.80
32	1.92	2.18	1.86	2.11	1.83	2.03	1.80	1.99	1.79	1.95	1.76	1.87	1.74	1.76
33	1.89	2.15	1.82	2.08	1.79	2.00	1.76	1.96	1.75	1.92	1.72	1.85	1.70	1.73
34	1.86	2.12	1.79	2.05	1.76	1.97	1.73	1.93	1.72	1.90	1.69	1.82	1.67	1.70

Tabla 10.7 Factor de erosión, Junta sin pasajuntas - Acotamiento pavimentado

Espesor losa (cm)	K-Módulo de reacción sub-rasante (kg/cm ³)													
	2		4		6		8		10		15		20	
	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem	Eje simple	Eje tándem
12	3.25	3.29	3.20	3.19	3.18	3.13	3.17	3.11	3.16	3.09	3.13	3.04	3.11	3.03
13	3.16	3.23	3.11	3.12	3.09	3.06	3.08	3.04	3.06	3.02	3.03	2.97	3.01	2.95
14	3.08	3.17	3.03	3.06	3.00	2.99	2.99	2.97	2.98	2.95	2.95	2.90	2.93	2.87
15	3.00	3.11	2.95	3.00	2.92	2.93	2.91	2.91	2.90	2.88	2.87	2.83	2.85	2.80
16	2.93	3.06	2.88	2.94	2.85	2.88	2.84	2.85	2.82	2.82	2.79	2.77	2.77	2.74
17	2.87	3.01	2.81	2.89	2.78	2.82	2.77	2.79	2.75	2.77	2.72	2.71	2.70	2.68
18	2.80	2.97	2.74	2.84	2.71	2.77	2.70	2.74	2.69	2.71	2.66	2.65	2.64	2.62
19	2.74	2.92	2.68	2.80	2.65	2.72	2.64	2.69	2.62	2.66	2.59	2.60	2.57	2.57
20	2.69	2.88	2.62	2.76	2.59	2.68	2.58	2.64	2.56	2.62	2.53	2.55	2.51	2.51
21	2.63	2.84	2.57	2.71	2.53	2.64	2.52	2.60	2.51	2.57	2.48	2.50	2.46	2.47
22	2.58	2.80	2.51	2.68	2.48	2.59	2.47	2.56	2.45	2.53	2.42	2.46	2.40	2.42
23	2.53	2.77	2.46	2.64	2.43	2.55	2.42	2.51	2.40	2.48	2.37	2.41	2.35	2.37
24	2.48	2.74	2.42	2.60	2.38	2.52	2.37	2.48	2.36	2.45	2.33	2.38	2.31	2.33
25	2.44	2.71	2.37	2.57	2.34	2.49	2.33	2.45	2.31	2.42	2.28	2.34	2.26	2.29
26	2.40	2.68	2.33	2.54	2.30	2.46	2.28	2.41	2.27	2.38	2.24	2.31	2.22	2.25
27	2.36	2.65	2.29	2.51	2.26	2.43	2.24	2.38	2.22	2.35	2.20	2.27	2.17	2.21
28	2.33	2.62	2.25	2.49	2.22	2.40	2.20	2.35	2.18	2.32	2.16	2.24	2.13	2.18
29	2.29	2.60	2.22	2.46	2.18	2.37	2.16	2.33	2.14	2.30	2.12	2.21	2.09	2.14
30	2.26	2.57	2.18	2.43	2.15	2.35	2.12	2.30	2.11	2.27	2.08	2.18	2.06	2.11
31	2.22	2.55	2.15	2.41	2.11	2.32	2.09	2.27	2.07	2.24	2.04	2.15	2.02	2.07
32	2.19	2.52	2.11	2.38	2.08	2.29	2.05	2.25	2.03	2.22	2.01	2.13	1.98	2.04
33	2.16	2.50	2.08	2.36	2.04	2.27	2.02	2.22	2.00	2.19	1.98	2.10	1.95	2.01
34	2.13	2.48	2.05	2.34	2.01	2.25	1.98	2.20	1.97	2.17	1.94	2.07	1.92	1.98

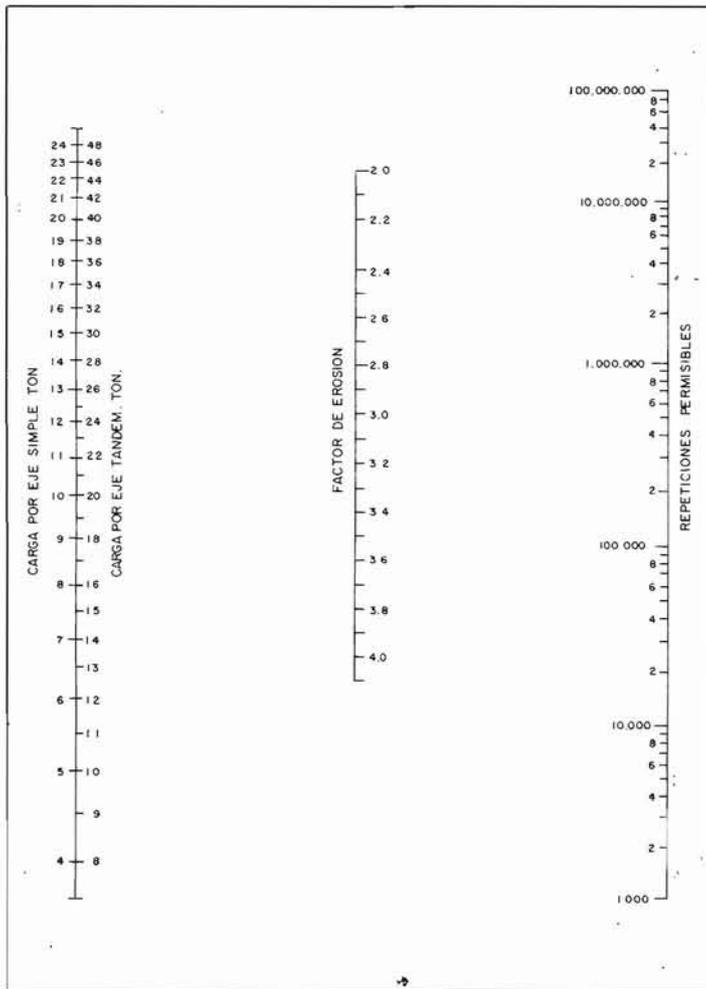


Figura 10.5 Método PCA 1984, análisis por erosión - acotamiento sin pavimento.

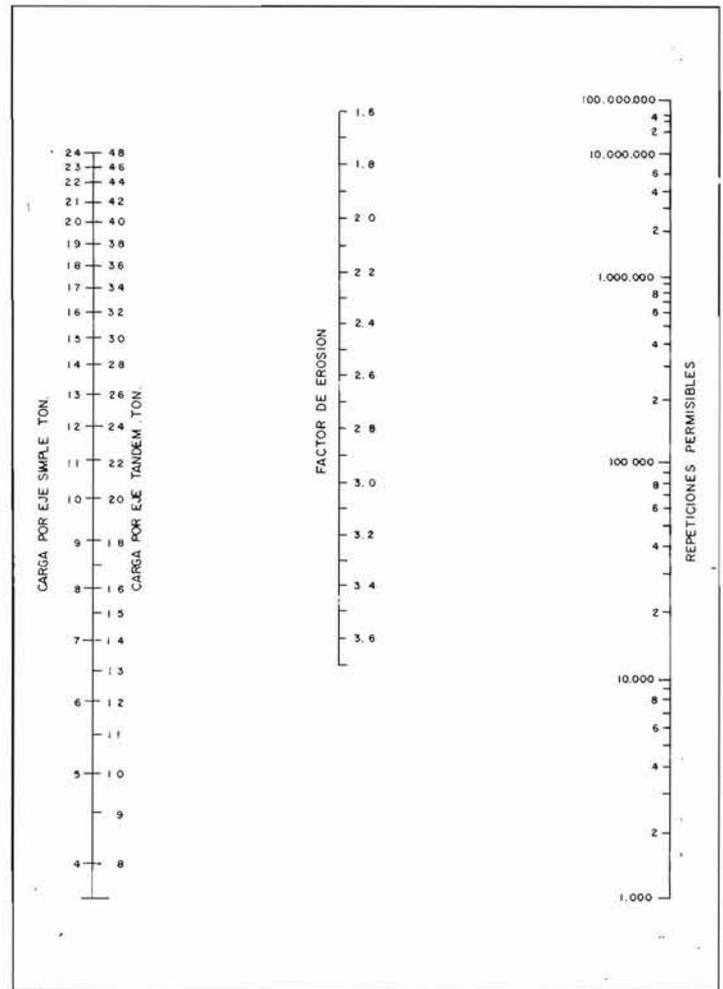


Figura 10.6 Método PCA 1984, análisis por erosión - acotamiento pavimentado.

Tabla 10.3 Factores de seguridad de diseño (Criterio de la PCA)	
Tipo de carretera	Factor de seguridad
Carreteras con alto volumen de tránsito, sin interrupción.	1.2
Carreteras y calles principales con tránsito pesado moderado.	1.1
Caminos locales, calles residenciales y otros, con poco tránsito pesado.	1.0

10.4 RESISTENCIA DEL CONCRETO

Al igual que en el caso del criterio de la AASHTO, en el criterio de la PCA se utiliza la resistencia a la flexión a los 28 días.

Es importante hacer notar que en este método en el caso de tránsito pesado no gobierna la resistencia del concreto sujeto a fatiga, sino que en este caso el diseño queda regido por el criterio de erosión. En el caso de tránsito medio, el factor resistencia sólo influye en el caso de que se coloquen pasajuntas en las juntas transversales. Finalmente, en el caso de tránsito

liviano el factor determinante para el diseño es el fenómeno de fatiga.

En la práctica es común diseñar los pavimentos de concreto con este método para resistencias a los 28 días, sin embargo, se sabe que el concreto gana resistencia con la edad; así, para concretos bien controlados y a manera de ejemplo, la relación de resistencias a los 90 y 28 días (R_{90} , R_{28}) puede variar de 1.13 a 1.25.

Por otro lado, es común diseñar pavimentos con relaciones de resistencias antes referidas del orden de 1.1, lo cual significa que al realizar el diseño para resistencia a los 28 días se involucra un factor de seguridad adicional.

Debido a lo anterior, algunos países toman para diseño la resistencia del concreto a los 90 días, ya que se acepta que a edades tempranas el concreto es poco solicitado.

10.5 CRITERIO DE FATIGA

El número permisible de repeticiones de carga de un grupo de cargas dado en función de la relación entre el esfuerzo

flexionante actuante y la resistencia a la flexión a los 28 días es conocido como relación de esfuerzos. La curva de diseño entre repeticiones permisibles y la relación de esfuerzos se introduce en los nomogramas de dimensionamiento de pavimentos.

Se acepta que si un grupo de carga no consume la totalidad de fatiga permisible, el remanente estará disponible para los otros grupos. La sumatoria de todos los consumos de fatiga nunca deberá ser mayor al 100 %.

Curvas de diseño

Tal como se mencionó anteriormente, en este método los esfuerzos por fatiga se determinan en las orillas, de manera que los pavimentos sin acotamientos de concreto tendrán mayores concentraciones de esfuerzo. Es por ello que para dar solución a estas dos condiciones, la PCA preparó dos tablas para obtener los esfuerzos equivalentes, que no son otra cosa que los esfuerzos de orilla multiplicados por un factor igual a 0.894.

Una vez que se han definido los valores de esfuerzos equivalentes, la proporción o razón de esfuerzos se determina dividiendo estos esfuerzos entre la resistencia a la flexión para luego, con la ayuda del nomograma de la figura 10.4, obtener las repeticiones admisibles. El valor del módulo de ruptura que se considera es a los 28 días. El nomograma de solución cubre los dos casos: pavimentos con y sin pasajuntas. En caso de que el número de repeticiones admisibles se localice fuera de los límites contemplados en la gráfica, entonces se asume que tal número es ilimitado.

10.6. CRITERIO POR EROSION

Aparte de limitar el número de repeticiones de carga de tal forma que los esfuerzos flexionantes no produzcan agrietamiento por fatiga, será necesario verificar que no se presente erosión bajo las losas. Esta puede ocurrir si se reblandece la capa de apoyo o de sub-base cuando está compuesta por suelos con un alto contenido de finos, producto del ingreso de agua a través de las grietas y juntas. Esto es particularmente cierto en los pavimentos sin pasajuntas. Este tipo de problemas se relacionan más con las deflexiones excesivas que con los esfuerzos flexionantes.

El criterio de erosión que se introduce en este método se apoya en correlaciones respecto a lo observado en los tramos de prueba de la AASHTO, ya que en estas pruebas los tipos de falla de los pavimentos de concreto se relacionan más con las deflexiones excesivas y los problemas de bombeo por erosiones en las capas sub-base y/o de apoyo.

Las correlaciones entre el comportamiento de los pavimentos de los tramos de prueba de la AASHTO con los cálculos de deflexiones mediante el método de elementos finitos no resultaron prometedoras; sin embargo, tales resultados se correlacionan mejor con lo observado en los tramos de prueba si las deflexiones calculadas, w , se multiplican por la presión calcu-

lada en la interfase losa-capas de apoyo. Para el criterio de erosión se utiliza el parámetro de velocidad de trabajo inducido por las cargas, o como lo denomina la PCA, la potencia. Esta se define como la velocidad de trabajo con que una carga por eje deforma una losa dada. Este parámetro se define como:

$$\text{Potencia} = \frac{p \cdot w}{l} \quad \text{para un área unitaria} \quad \text{Ec. 10.1}$$

Donde:

p = presión en la interfase losa-capas de apoyo.

w = deflexión calculada.

l = relación de rigidez relativa. Equivale a la longitud de la configuración deformada por la aplicación de la carga.

El concepto de este enfoque es que al tener configuraciones deformadas más pequeñas, una losa más delgada es más susceptible de ser fracturada debido a su baja rigidez. Lo anterior puede enunciarse también en los siguientes términos: para iguales sollicitaciones $p \cdot w$'s e iguales velocidades de camiones pesados, mientras más delgada sea la losa, mayor será la velocidad de trabajo desarrollado (o más rápidamente variará la potencia), en cm-kg/segundo.

Es importante señalar que aún la misma PCA recomienda investigaciones adicionales para introducir aspectos tales como el drenaje y las condiciones ambientales o el clima, por considerarlos de fuerte impacto. Al igual que en el caso del criterio de fatiga, también en cuestión de erosión se exige que la sumatoria de consumos de todos los grupos de carga no sea mayor al 100 %.

Nomogramas de diseño

La erosión generada en las esquinas de las losas promueven la generación de esfuerzos críticos y su magnitud, en gran medida, queda determinada por el tipo y la disposición de juntas. Es por ello que se presentan tablas para el diseño para las dos condiciones, a saber, juntas con pasajuntas, y mediante fricción de agregado. En este criterio se toma en cuenta si el pavimento cuenta o no con acotamientos ligados.

La tabla 10.4 presenta factores de erosión para el caso de pavimentos con pasajuntas y sin acotamientos, mientras que la No.10.5 es para el caso de que la transferencia de carga entre losas sea a través de fricción, y también sin acotamientos.

En las tablas 10.6 y 10.7 se presentan los factores correspondientes al pavimentos que cuenten con acotamientos ligados también de concreto. Una vez fijado el factor de erosión, entonces se procederá a determinar el número de repeticiones admisible a través de los nomogramas de las Figs. 10.5 y 10.6.

Es necesario aclarar que los valores obtenidos del nomograma ya han sido divididos entre C_2 , y ya no es necesario efectuar la multiplicación del número de repeticiones por C_2 , de acuerdo con la expresión de la Fig. 10.2.

Ejemplo

Supongamos que de unas mediciones de deflexiones en las esquinas de una losa de 24 cm, con $k = 4.3 \text{ kg/cm}^2$ se hayan obtenido del orden de 0.75 mm bajo una carga por eje sencillo de 8.2 ton, y de 1.3 mm bajo un eje doble de 16 ton de peso. Si se pronostican 7.3×10^6 pasadas, calcular el porcentaje de daño producido por erosión por cada uno de los ejes.

Solución

Caso del eje sencillo de 8.2 ton

$$k = 155 \text{ lb/pulg}^3$$

$$e = 9.5 \text{ pulg,}$$

$$D = 0.03 \text{ pulg (para 8.2 ton), y}$$

$$D = 0.051 \text{ (para eje doble de 16 ton)}$$

$$p = kw = 155 \times 0.03 \text{ pulg} = 4.65 \text{ lb/pulg}^2$$

De la ecuación para p, en la Fig. 2:

$$P = 268.7 [4.65]^2 / [9.5 \times (155)^{0.73}] = 15.4$$

Suponiendo $C_1 = 1.0$, y aplicando la ecuación para N :

$$\text{Log } N = 14.524 - 6.777 (15.4 - 9)^{0.103}$$

$$= 6.319 \quad N = 2.08 \times 10^6 \text{ repeticiones permisibles}$$

Utilizando $C_2 = 0.06$ para la ecuación correspondiente al porcentaje de erosión:

$$(\% \text{ de daño por erosión}) = 100 \times 0.06 \times 7.3 \times 10^6 / (2.08 \times 10^6) = 21.05 \%$$

Ejes dobles:

$$p = 155 \times 0.051 = 7.905 \text{ lb/pulg}^2$$

$$P = 268.7 \times (7.905)^2 / [9.5 \times (155)^{0.73}] = 44.5$$

$$\text{Log } N = 14.524 - 6.777 (44.5 - 9.0)^{0.103}$$

$$= 4.735 \quad N = 5.4 \times 10^4$$

$$(\% \text{ de erosión}) = 100 \times 0.06 \times 7.3 \times 10^6 / (5.4 \times 10^4) = 805.3 \%. \text{ No pasa}$$

Para dar una idea del impacto que tienen las deflexiones y los niveles de tránsito en los porcentajes de erosión, se presenta la siguiente tabla para el mismo ejemplo:

Tabla 10.8 Impacto en el % de erosión

Deflexiones	Tránsito = 7.3×10^6		Tránsito = 5.5×10^6	
	8 ton	16 ton	8 ton	16 ton
$\Delta_1 = 0.028$ $\Delta_2 = 0.028$			8	8
$\Delta_1 = 0.028$ $\Delta_2 = 0.035$	10	74	8	56
$\Delta_1 = 0.028$ $\Delta_2 = 0.036$	10	90	8	68
$\Delta_1 = 0.028$ $\Delta_2 = 0.037$	10	109	8	82
$\Delta_1 = 0.028$ $\Delta_2 = 0.048$	10	564	8	425
$\Delta_1 = 0.031$ $\Delta_2 = 0.051$	21	805	21	607

10.7. ACOTAMIENTOS

Dado que las zonas críticas de falla en pavimentos son las de borde, estudios recientes se han enfocado a investigar el efecto de sujeción creado por la colocación de varillas en la unión del pavimento con sus acotamientos.

Es indudable que al tener mecanismo de transferencia de cargas en los bordes, el pavimento tendrá menos posibilidad de fallar en esas zonas, ya que se evitarán por un lado el efecto de bombeo ("pumping") y el efecto flexionante, en caso de presentarse erosión de la capa de apoyo en las zonas perimetrales.

De acuerdo con el método de AASHTO, la colocación de acotamientos pavimentados, los cuales actúan como elementos confinantes y de transferencia de carga, tiende a reducir espesores del orden de 2.5 cm. Ello se debe a que en esas zonas al aplicar una carga con acotamientos pavimentados, se produce una transmisión de esfuerzos del orden del 85 % del total que resultaría de no contar con los citados acotamientos.

El efecto reductor de espesores de los acotamientos pavimentados es muy similar en los métodos AASHTO y PCA. Por lo general los acotamientos deberían construirse con espesores no menores a los 15 cm.

Ejemplo

Información de tránsito:

Autopista de 4 carriles

Topografía: lomerío suave en zona rural

Periodo de diseño: 20 años

T.P.D.A. ; 11,340

Factor de proyección
 (por tasa de crecimiento anual): 1.50
 (ver tabla 8.1 de factores de crecimiento)

Tránsito Pesado Promedio Diario,
 TPPD: 19 % del T.P.D.A.

Cálculo de tránsito:
 T.P.D.A. de diseño: $17,0100 \times 1.5$
 $= 17,010$
 (8,505 en una dirección)

T.P.P.D
 (Tránsito Pesado Promedio Diario) $= 17,010 \times 0.21 = 3,572$
 (1,786 en una dirección)

Con el valor del tránsito total de 8,505 en una dirección, la figura para obtener el factor de distribución por carril, Fig. 8.2, indica que una proporción de 0.83, es decir el 83 % circula por el carril de baja. En resumen, para un período de diseño de 20 años, habrá un tránsito total en una dirección que será de:

$$1,786 \times 0.83 \times 365 \times 20 = 10,821,374 \text{ camiones pesados}$$

Tabla 10.9 Distribución de tránsito (ejemplo)			
Datos de ejes cargados (Ejemplo)			
(1) Carga por eje, ton	Ejes por cada 1000 camiones	Ejes por cada 1000 camiones (ajustado)	Ejes en el periodo de diseño
Ejes sencillos			
< - 5	202.12	962.47	10,415,220
5 - 6	25.45	121.17	1,311,220
6 - 7	20.28	96.58	1,045,193
7 - 8	17.35	82.63	894,123
8 - 9	18.5	88.17	953,540
9 - 10	17.85	85.04	920,260
10 - 11	4.14	19.7	213,225
11 - 12	21.56	102.68	1,111,210
12 - 13	15.4	73.32	793,410
13 - 14	11.8	56.21	608,309
14 - 15	3.08	14.70	159,123
15 - 16	1.04	4.96	53,690
Ejes dobles			
< - 11	6.22	29.61	320,420
11 - 12	0.21	1.037	11,220
12 - 13	0.462	2.20	23,845
13 - 14	0.735	3.50	37,896
14 - 15	0.80	3.80	41,114
15 - 16	1.33	6.32	68,414
16 - 17	1.27	6.05	65,420
17 - 18	1.60	7.63	82,568
18 - 19	1.22	5.80	62,860
19 - 20	1.40	6.70	72,413
20 - 21	1.27	6.05	65,420
21 - 22	1.19	5.68	61,413
22 - 23	1.54	7.34	79,420
23 - 24	0.802	3.82	41,320
24 - 25	0.30	1.42	15,420
25 - 26	0.235	1.12	12,113

La tabla es para 11,340 camiones, de los cuales 8,959 son vehiculos de dos ejes, de cuatro llantas (79 % del total). Este porcentaje es ligero, y en este método se desprecia.

Columna 3, es la columna 2 pero ajustada para tomar en cuenta el tránsito ligero, a saber, los camiones con ejes dobles, de cuatro llantas. Es igual a la Col. 2 / [1 - (79 / 100)].

Columna 4: col. 3 x (No de camiones pesados en el período de diseño)/1000. En este caso se utiliza como ejemplo que durante el período y carril de diseño en una sola dirección, el número de camiones es de 10,821,374.

Explicación de la secuencia de cálculo

Primeramente se ordenan los pesos por eje de la distribución vehicular, por miles de ejes comprendidos en el rango de una tonelada. Nótese que si a partir de un rango de carga el

PROYECTO: dos carriles, camino secundario	Juntas con pasajuntas: Si: _____ No: _____
Espesor propuesto (tanteo): 26 cm	Acotamientos de concreto: Si: _____ No: _____
Sub-base-subrasante, $k = 10 \text{ kg/cm}^2$	Periodo de diseño: 20 años
Módulo de ruptura, $M_R : 48 \text{ kg/cm}^2$	Existe sub-base: Si: _____ No: _____
Factor de seguridad por carga: LSF:: 1.2	

Nota: la sub-base es de 10 cm (4"), y es granular.

			Análisis por fatiga		Análisis por erosión	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Carga por eje en kips (ton)	Afectado por el LSF (1) x LFS	Repeticiones esperadas	Repeticiones permisibles	Porcentaje de fatiga	Repeticiones permisibles	Porcentaje de daño

(8) Esfuerzo equivalente: 10.8

(9) Factor de proporción de esfuerzos: 0.225 (8)/ M_R

(10) Factor de erosión: 2.46

Ejes sencillos						
< - 5	6.0	10,415,220	+ 10,000,000		+ 1000000	
5 - 6	7.2	1,311,220	+ 10,000,000		+ 1000000	
6 - 7	8.4	1,045,193	+ 10,000,000		+ 1000000	
7 - 8	9.6	894,123	+ 10,000,000		+ 1000000	
8 - 9	10.8	953,540	+10,000,000		+ 1000000	
9 - 10	12.0	920,260	+ 10,000,000		40,080,800	2.3
10 - 11	13.2	213,225	+ 10,000,000		16,923,800	7.2
11 - 12	14.4	1,111,210	+ 10,000,000		8,773,600	12.7
12 - 13	15.6	793,410	+ 10,000,000		5,269,800	15.1
13 - 14	16.8	608,309	+ 10,000,000		3,287,200	18.5
14 - 15	18.0	159,123	4,195,600	3.8	2,118,400	7.5
15 - 16	19.2	53,690	700,400	7.7	1,140,440	3.8

(11) Esfuerzo equivalente: 9.4

(12) Factor de proporción de esfuerzos: 0.196 (11)/ M_R

(13) Factor de erosión: 2.61

< - 11	13.2	320,420	+ 10,000,000		+ 100,000,000	
11 - 12	14.4	11,220	+ 10,000,000		+ 100,000,000	
12 - 13	15.6	23,845	+ 10,000,000		+ 100,000,000	
13 - 14	16.8	37,896	+ 10,000,000		+ 100,000,000	
14 - 15	18.0	41,114	+ 10,000,000		+ 100,000,000	
15 - 16	19.2	68,414	+ 10,000,000		69,269,100	
16 - 17	20.4	65,420	+ 10,000,000		36,655,700	
17 - 18	21.6	82,568	+ 10,000,000		21,640,000	
18 - 19	22.8	62,860	+ 10,000,000		13,857,400	
19 - 20	24.0	72,413	+ 10,000,000		9,396,600	
20 - 21	25.2	65,420	+ 10,000,000		6,886,900	
21 - 22	26.4	61,413	+ 10,000,000		5,121,000	
22 - 23	27.6	79,420	+ 10,000,000		3,858,500	
23 - 24	28.8	41,320	+ 10,000,000		2,942,400	
24 - 25	30.0	15,420	+ 10,000,000		2,268,800	
25 - 26	31.2	12,113	+ 10,000,000		1,767,300	
			Total =	11.5	Total =	76.1

De acuerdo a este resultado, controla erosión

Fuente: "Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements", PCA, 1984

Tabla 10.10 Categorías de tráfico en función de cargas por eje

Categoría de ejes	Descripción	Tráfico				
		TPDA	TPPD		Carga máxima por eje	
Cargados			%	Por día	Eje sencillo	Ejes dobles
1	Calles residenciales Caminos rurales y secundarios (de bajo a medio*)	200 - 800	1 - 3	Hasta 25	22	36
2	Calles colectoras Caminos rurales y secundarios (altos*) Arterias principales y caminos principales (bajos*)	700 - 5,000	5 - 18	40 - 1,000	26	44
3	Caminos primarios y arterias principales (medio*) Viaductos, vías rápidas periféricas, vialidades urbanas y rurales (de bajo a medio*)	3,000 - 12,000 en 2 carriles 3,000 - 50,000 ⁴ carriles	8 - 30	500 - 1,000	30	52
4	Arterias principales, carreteras principales, viaductos (altos*) Carreteras y vías urbanas y rurales (de medios a alto*)	3,000 - 20,000 2 carriles 3,000 - 150,000 ⁴ carriles o más	8 - 30	1,500 - 8,000 ⁺	34	60

* La descripción de bajo, medio y alto corresponde al peso relativo de los ejes cargados para el tipo de calle o camino; es decir, "bajo" para un camino rural representaría cargas más pesadas que para el caso de "bajo" para un camino secundario.

número de pasadas es ilimitado, ya no será necesario obtener el porcentaje de daño en las columnas 5 y 7.

En la columna 2 aparecen los mismos pesos por eje, pero afectados por el factor de seguridad, F.S. Para estar del lado de la seguridad, se multiplicó el F.S. por el valor máximo en cada rango. Por ejemplo, en el rango 21-22, se multiplicó 22 por 1.2, dando como resultado 26.4 ton.

Las repeticiones o pasadas para cada rango de carga fueron obtenidas previamente en la col. 4 de la tabla 10.9.

Los valores permisibles se obtienen al entrar al nomograma de la Fig. 10.4 con la proporción de esfuerzo definida como $10.8/48 \text{ kg/cm}^2 = 0.225$, para ejes sencillos y el peso que aparece en la segunda columna. Para el caso de ejes tandem se utiliza $9.4/48 \text{ kg/cm}^2$ ó 0.196.

En la columna 5 se obtienen los porcentajes de fatiga dividiendo la columna 3 entre la No. 4, y multiplicándola por 100. Al final se suman los daños parciales y se colocan al pie de la tabla de cálculo. Las repeticiones permisibles por erosión se obtienen del nomograma de la Fig. 10.5, a la cual se entra con los factores de erosión de 2.46 para los ejes sencillos, y de 2.61 para los dobles tomados de la tabla 10.4.

En cada caso, los porcentajes de erosión se obtiene dividiendo los valores de la col. 3 entre los de la col. 6 y multiplicando el resultado por 100. Al igual que en el análisis por fatiga, se realiza la sumatoria y se anota también en la parte inferior.

De acuerdo con los resultados, el espesor propuesto resulta adecuado y prevalece el criterio de erosión. En estos casos de tránsito pesado normalmente rige este enfoque, mientras que

en caso de que se tenga tránsito ligero, el diseño normalmente quedará gobernado por fatiga.

10.8 PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE DISEÑO, PCA

La PCA proporciona tablas y ayudas de diseño para el caso de que no se cuente con aforos vehiculares. Es importante señalar que se deberá poner especial cuidado en la selección de los diferentes parámetros y calificación de las vialidades con que se tenga que tratar, ya que una falla en los criterios de selección puede dar origen a una subevaluación del pavimento por construir. Esto es más cierto en cuanto se pretenda, en aras de la economía, reducir los espesores finales de losa. Lo que sigue se deberá tomar exclusivamente como una guía, recomendándose utilizar espesores más generosos a los aquí propuestos.

En la Tabla 10.10⁴ se clasifican las vialidades con sus respectivos rangos y características de tránsito.

✱ TPPD: Tránsito Pesado (Promedio Diario). Se excluyen todos los camiones de dos ejes, con cuatro llantas.

✱ TPDA: Tránsito Promedio Diario Anual

En este método simplificado no se introduce la información detallada del tránsito, sino que se utilizan los rangos de tránsito consignados en la tabla anterior, y con la distribución de cargas definidas en las cuatro categorías de cargas por eje de la tabla 10.19. Además, las tablas de solución se prepararon utilizando las tablas y nomogramas presentados en secciones precedentes.

Las tablas de diseño de la No 10.10 a la 10.14 corresponden a las categorías de tránsito 1 al 4, utilizando factores de seguridad de 1.0, 1.1, 1.2, y 1.2, respectivamente. El período de diseño para el cual se prepararon fue de 20 años.

Cuando no se cuente con información geotécnica del sitio, la tabla 10.11 proporciona órdenes de magnitud en los módulos de reacción de las capas de apoyo.

Tipo de suelo	Condición de apoyo	Rango en los Módulos de reacción, en kg/cm ³
Limos y arcillas plásticas	Bajo	2.0 - 3.35
Arenas y mezclas de arena y gravas con cantidades moderadas de limo y arcilla	Medio	3.6 - 4.7
Arenas y mezclas de arena y gravas prácticamente libre de finos	Alto	5.0 - 6.0
Sub-bases estabilizadas con cemento	Muy alto	6.9 - 11.0

Según se observa, las calidades de condiciones de apoyo se clasifican en bajas, medias, alta y muy altas, dependiendo de los valores de k. En las tablas de diseño también se involu-

cran así las condiciones de apoyo. En caso de que se utilicen capas sub-base, entonces el valor k se incrementará. (ver las tablas de diseño para el caso del criterio de la AASHTO, Capítulo 9).

La secuencia de cálculo es la siguiente:

- * Estimar el Tránsito Pesado Promedio Diario, TPPD. Este valor excluirá todos los vehículos ligeros, a saber, camiones de cuatro llantas, de dos ejes. Este tránsito es el de ambas direcciones. Para vialidades o carreteras de más de dos carriles este valor deberá afectarse por un factor de distribución por carril, obtenido a partir de la Fig 8.2.
- * Seleccionar la categoría de ejes cargados, 1, 2, 3, o 4.
- * Determinar los espesores de las tablas 10.12 a la 10.18, dependiendo de la categoría de tránsito

En la selección de las tablas y espesores a usar, la PCA recomienda tener en cuenta las siguientes consideraciones sobre los parámetros de diseño:

- * Módulos de ruptura: en general se deberán utilizar agregados de buena calidad, a fin de lograr, entre otras cosas, mezclas uniformes con resistencias a la flexión en el rango de 42 y 46 kg/cm². De esta manera, es recomendable utilizar las porciones superiores de las tablas de ayuda.

Sin acotamiento ni guarnición				Acotamiento o guarnición			
Espesor de losa cm	Apoyo del terreno natural o de sub-base			Espesor de losa, cm	Apoyo del terreno natural o de sub-base		
	Bajo	Medio	Alto		Bajo	Medio	Alto
MR = 46 kg/cm ²				10.0		0.2	0.9
	11.5			11.5	2	8	25
	12.5	0.1	0.8	12.5	30	130	330
	14.0	3	15	14.5	320		
	15.0	40	160				
	16.5	330					
MR=42 kg/cm ²				10.0			0.1
	12.5		0.1	11.5	0.2	1	5
	14.0	0.5	3	12.5	6	27	75
	15.0	8	36	14.5	73	290	730
	16.5	76	300	15.0	610		
	17.8	520					
MR=39 kg/cm ²				11.5		0.2	0.6
	14.0	0.1	0.3	12.5	0.8	4	13
	15.0	1	6	14.0	13	57	150
	16.5	13	60	15.0	130	480	
	17.8	110	400				
	19.0	620					

Nota: El diseño controla el análisis por fatiga

Nota: Una fracción del TPPD indica que el pavimento puede soportar un número ilimitado de camiones para pasajeros, automóviles y pick-ups, pero sólo pocos vehículos pesados por semana (TPPD de 0.3 x 7 días indica dos camiones pesados por semana)

*TPPD excluye camiones de dos ejes y cuatro llantas, de manera que el número de camiones permitidos puede ser mayor.

Tabla 10.13 TPPD permisible*, categoría de carga por eje N° 2 - Pavimentos con pasajuntas:

Sin acotamiento ni guarniciones					Con acotamientos y/o guarniciones					
Espesor de losa cm	Apoyo del terreno o de la sub-base				Espesor de losa cm	Apoyo del terreno o de la sub-base				
	Bajo	Medio	Alto	Muy alto		Bajo	Medio	Alto	Muy alto	
MR=46 kg/cm ²	14.0				5	13.0		3	9	42
	15.0		4	12	59	14.0	9	42	120	450
	16.5	9	43	120	490	15.0	96	380	970	3400
	18.0	80	320	840	3100	16.5	710	2600		
	19.0	490	1900			18.0	4200			
	20.0	2500								
MR=42 kg/cm ²	15.0				11	13.0			1	8
	16.5		8	24	110	14.0	1	8	23	98
	18.0	15	70	190	750	15.0	19	84	220	810
	19	110	440	1100		16.5	160	620	1500	5200
	20.0	590	2300			18.0	1000	3600		
	22.0	2700								
MR=39 kg/cm ²	16.5			4	19	14.0			3	17
	17.8		11	34	150	15.0	3	14	41	160
	19.0	19	84	230	890	16.5	29	120	320	1100
	20.0	120	470	1200		18.0	210	770	1900	
	22.0	560	2200			19.0	1100	4000		
	23.0	2400								

Nota: El diseño lo controla el análisis por fatiga

*TPPD excluye camiones de dos ejes, de cuatro llantas, de manera que el número total de camiones permitidos será mayor

Tabla 10.14 TPPD permisible*, categoría de carga por eje N° 2 - Pavimentos con trabazón de agregados en juntas.

Sin acotamiento ni guarnición					Con acotamiento y/o guarnición					
Espesor de losa cm	Apoyo del terreno o de la sub-base				Espesor de losa cm	Apoyo del terreno o de la sub-base				
	Bajo	Medio	Alto	Muy alto		Bajo	Medio	Alto	Muy alto	
MR=46 kg/cm ²					5	12.5		3	9	42
	14				5	14.0	9	42	120	450
	15		4	12	59	15.0	96	380	700**	970**
	17	9	43	120	490	17.0	650**	1000**	1400**	2100**
	18	80	320	840	1200**	18.0	1100**	1900**		
	19	490	1200**	1500**						
	20	1300**	1900**							
MR=42 kg/cm ²	15				11	12.5			1	8
	17		8	24	110	14.0	1	8	23	98
	18	15	70	190	750	15.0	19	84	220	810
	19	110	440	1100	2100**	17.0	160	620	1400**	2100**
	20	590	1900**			18.0	1000	1900**		
	22	1900**								
MR=39 kg/cm ²	17			4	19	14.0			3	17
	18		11	34	150	15.0	3	14	41	160
	19	19	84	230	890	17.0	29	120	320	1100
	20	120	470	1200		18.0	210	770	1900	
	22	560	2200			19.0	1100			
	23	2400								

** Rige el análisis por erosión de otra manera controla el análisis por fatiga.

Tabla 10.15 TPPD permisible*, categoría de carga por eje N° 3 - Pavimentos con pasajuntas

Sin acotamiento ni guarniciones					Con acotamientos y/o guarniciones					
Espesor de losa cm	Apoyo del terreno o de la sub-base				Espesor de losa cm	Apoyo del terreno o de la sub-base				
	Bajo	Medio	Alto	Muy alto		Bajo	Medio	Alto	Muy alto	
MR=46 kg/cm ²	18			250	17			83	320	
	20		130	350	1,300	18	52	220	550	1,900
	22	160	640	1,600	6,200	19	320	1,200	2,900	9,800
	23	700	2,700	7,000	11,500**	21	1,600	5,700	13,800	
	24	2,700	10,800			22	6,900	23,700**		
	25	9,900								
MR=42 kg/cm ²					17				67	
	20		73	310	18			120	440	
	22		140	380	1,500	19		270	680	2,300
	23	160	640	1,700	6,200	20	370	1,300	3,200	10,800
	24	630	2,500	6,500		22	1,600	5,800	14,100	
	25	2,300	9,300			23	6,000			
	27	7,700								
MR=39 kg/cm ²					18				82	
	22		70	300	20			130	480	
	23		120	340	1,300	21	67	270	670	2,300
	24	120	520	1,300	5,100	22	330	1,200	2,900	9,700
	25	460	1,900	4,900	19,100	23	1,400	4,900	11,700	
	27	1,600	6,500	17,400		24	5,100	18,600		
	29	4,900								

* TPPD excluye camiones de dos ejes y cuatro llantas, el total de camiones permitido puede ser mayor.

** El diseño lo rige el análisis por erosión; de otra manera controla el criterio de fatiga.

Tabla 10.16 TPPD permisible*, categoría de carga por eje N° 3 - Pavimentos con trabazón de agregados.

Sin acotamiento ni guarniciones					Con acotamientos y/o guarniciones					
Espesor de losa cm	Apoyo del terreno o de la sub-base				Espesor de losa cm	Apoyo del terreno o de la sub-base				
	Bajo	Medio	Alto	Muy alto		Bajo	Medio	Alto	Muy alto	
MR=46 kg/cm ²					18		220**	510	750	
	19			60**	250**	19	320**	640	890	1,400
	20		130**	350**	830	20	610	1,100	1,500	2,500
	22	160**	640**	900	1,300	22	950	1,800	2,700	4,700
	23	680	1,000	1,300	2,000	23	1,500	2,900	4,600	8,700
	24	960	1,500	2,000	2,900	24	2,300	4,700	8,000	
	25	1,300	2,100	2,800	4,300	25	3,500	7,700		
	27	1,800	2,900	4,000	6,300	27	5,300			
	28	2,500	4,000	5,700	9,200	28	8,100			
	29	3,300	5,500	7,900						
	31	4,400	7,500							
MR=42 kg/cm ²	20			73**	310**	18			120**	440**
	22		140**	380**	1,300	19	67**	270**	680**	1,400
	23	160**	640**	1,300	2,000	20	370**	1,100	1,500	2,500
	24	630**	1,500	2,000	2,900	22	950	1,800	2,700	4,700
	25	1,300	2,100	2,800	4,300	23	1,500	2,900	4,600	8,700
	27	1,800	2,900	4,000	6,300	24	2,300	4,700	8,000	
	28	2,500	4,000	5,700	9,200	25	3,500	7,700		
	29	3,300	5,500	7,900		27	5,300			
	30	4,400	7,500			29	8,100			
MR=39 kg/cm ²	20				56**	18				82**
	22			70**	300**	19			130**	480**
	23		120**	340**	1,300**	20	67**	270**	670**	2,300**
	24	120**	520**	1,300**	2,900	22	330**	1,200**	2,700	4,700
	25	460**	1,900**	2,800	4,300	23	1,400**	2,900	4,600	8,700
	27	1,600**	2,900	4,000	6,300	24	2,300	4,700	8,000	
	28	2,500	4,000	5,700	9,200	25	3,500	7,700		
	29	3,300	5,500	7,900		27	5,300			
	30	4,400	7,500			28	8,100			

* El tráfico pesado promedio excluye los camiones de dos ejes de cuatro llantas. El número total de vehículos podrá ser mayor.

** El análisis de fatiga controla el diseño, de otra manera el rige el criterio de erosión.

Tabla 10.17 TPPD permisible*, categoría de carga por eje N° 4 - Pavimentos con pasajuntas

Sin acotamiento ni guarniciones					Con acotamientos y/o guarniciones					
Espesor de losa cm	Apoyo del terreno o de la sub-base				Espesor de losa cm	Apoyo del terreno o de la sub-base				
	Bajo	Medio	Alto	Muy alto		Bajo	Medio	Alto	Muy alto	
MR=46 kg/cm ²	20				270	18				400
	22		120	340	1,300	19		240	620	2,100
	23	140	580	1,500	5,600	20	330	1,200	3,000	9,800
	24	570	2,300	5,900	14,700**	22	1,500	5,300	12,700	41,100**
	25	2,000	8,200	18,700**	25,900**	23	5,900	21,400	44,900**	
	27	6,700	24,100**	31,800**	45,800**	24	22,500	52,000**		
	29	21,600	39,600**			25	45,200**			
	30	39,700**								
MR=42 kg/cm ²	22				300	19			130	490
	23		120	340	1,300	20		270	690	2,300
	24	120	530	1,400	5,200	22	340	1,300	3,000	9,900
	25	480	1,900	5,100	19,300	23	1,400	5,000	12,000	40,200
	27	1,600	6,500	17,500	45,900**	24	5,200	18,800	45,900	
	28	4,900	21,400	53,800**		25	18,400			
	29	14,500	65,000**							
	30	44,000								
MR=39 kg/cm ²	23				260	20			130	480
	24			280	1,100	22		250	620	2,100
	25		390	1,100	4,000	23	280	1,000	2,500	8,200
	27	320	1,400	3,600	13,800	24	1,100	3,900	9,300	30,700
	28	1,000	4,300	11,600	46,600	25	3,800	13,600	32,900	
	29	3,000	13,100	37,200		27	12,400	46,200		
	30	8,200	40,000			28	40,400			

* TPPD excluye camiones de dos ejes y cuatro llantas; el número de camiones permitidos podrá ser mayor.

** El diseño queda regido por el criterio de erosión; de otra manera controla el criterio de fatiga.

Tabla 10.18 TPPD permisible*, categoría de carga por eje N° 4 - Pavimentos con trabazón entre agregado en las juntas.

Sin acotamiento ni guarniciones					Con acotamientos y/o guarniciones					
Espesor de losa cm	Apoyo del terreno o de la sub-base				Espesor de losa cm	Apoyo del terreno o de la sub-base				
	Bajo	Medio	Alto	Muy alto		Bajo	Medio	Alto	Muy alto	
MR=46 kg/cm ²	20				270**	18			100**	400**
	22		120**	340**	990	19		240**	620**	910
	23	140**	580**	1, 100	1, 500	20	330**	770	1, 100	1, 700
	24	570**	1, 200	1, 600	2, 300	22	720	1, 300	1, 900	3, 100
	25	1, 100	1, 700	2, 200	3, 400	23	1, 100	2, 100	3, 200	5, 700
	27	1, 500	2, 300	3, 200	4, 900	24	1, 700	3, 400	5, 500	10, 200
	28	2, 000	3, 300	4, 500	7, 200	25	2, 600	5, 500	9, 200	17, 900
	29	2, 700	4, 500	6, 300	10, 400	28	5, 900	13, 600	24, 200	
	30	3, 600	6, 100	8, 800	14, 900	30	12, 800			
	33	6, 300	11, 100	16, 800						
36	10, 800									
MR=42 kg/cm ²	22				300**	19			130**	490**
	23		120**	340**	1, 300**	20		270**	690**	1, 700
	24	120**	530**	1, 400**	2, 300	22	340**	1, 300**	1, 900	3, 100
	25	480**	1, 700	2, 200	3, 400	23	1, 100	2, 100	3, 200	5, 700
	27	1, 500	2, 300	3, 200	4, 900	24	1, 700	3, 400	5, 500	10, 200
	28	2, 000	3, 300	4, 500	7, 200	25	2, 600	5, 500	9, 200	17, 900
	29	2, 700	4, 500	6, 300	10, 400	28	5, 900	13, 600	24, 200	
	30	3, 600	6, 100	8, 800	14, 900	30	12, 800			
	33	6, 300	11, 100	16, 800						
	36	10, 800								
MR=39 kg/cm ²	23				260**	20			130**	480**
	24			280**	1, 100**	22		250**	620**	2, 100**
	25		390**	1, 100**	3, 400	23	280**	1, 000**	2, 500**	5, 700
	27	320**	1, 400**	3, 200	4, 900	24	1, 100**	3, 400	5, 500	10, 200
	28	1, 000**	3, 300	4, 500	7, 200	25	2, 600	5, 500	9, 200	17, 900
	29	2, 700	4, 500	6, 300	10, 400	28	5, 900	13, 600	24, 200	
	30	3, 600	6, 100	8, 800	14, 900	30	12, 800			
	33	6, 300	11, 100	16, 800						
	36	10, 800								

* TPPD excluye camiones de dos ejes y cuatro llantas; el número total de camiones podrá ser mayor.

** El análisis por fátiga controla el diseño; de otra manera controla el criterio por erosión.

Tabla 10.19 Distribuciones de carga por eje usada para tablas de diseño. (Categorías generales)

Carga por eje, en toneladas	Ejes por cada 1000 camiones*			
	Categoría 1	Categoría 2	Categoría 3	Categoría 4
Ejes sencillos				
2	1693.31			
3	732.28			
4	483.10	233.60		
5	204.96	142.70		
6	124.00	116.76	182.02	
6.5	56.11	47.76	47.73	
7	38.02	23.88	31.82	57.07
8	15.81	16.61	25.15	68.27
9	4.23	6.63	16.33	41.82
10	0.96	2.60	7.85	9.69
11		1.60	5.21	4.16
12		0.07	1.78	3.52
13			0.45	0.63
13.5				0.54
14.5				0.54
15.5				0.19
Ejes dobles				
2	31.90			
4	85.59	47.01		
6	139.30	91.15		
7	75.02	59.25	99.34	
9	57.10	45.00	85.94	
11	39.18	30.74	72.54	71.16
13	68.48	44.43	121.22	95.79
15	69.59	54.76	103.63	109.54
16	4.19	38.79	56.25	78.19
18		7.76	21.31	20.31
20		1.16	8.01	3.52
22			2.91	3.03
24			1.19	1.79
25				1.07
27				0.57

* Se excluyen todos los camiones de dos ejes, de cuatro llantas

Los valores inferiores de estos módulos se utilizan cuando, a pesar de incrementar los contenidos de cemento y reducir el agua, la poca calidad de los agregados no permitan que las mezclas adquieran las resistencias adecuadas, de un máximo del orden de 38 kg/cm^2 .

- ❖ Período de diseño: los valores que aparecen en las tablas son para un período de análisis de 20 años. Para otro lapso se deberán multiplicar los valores de TPPD por un factor de ajuste para obtener un valor corregido de las tablas.

Por ejemplo, si se desea obtener el diseño para 30 años en lugar de 20 años, entonces el resultado de las tablas se deberá multiplicar por el factor correctivo de proporcionalidad de

(30/20). Esta manera burda de sacar proporciones nos dará un tránsito corregido.

El período de diseño tendrá mayor impacto en los espesores finales cuando se tengan grandes volúmenes de camiones pesados y se pretenda construir pavimentos sin pasajuntas, confiando la transferencia de cargas de una losa a la otra por medio de la fricción desarrollada en las grietas y/o juntas por la trabazón entre los agregados del concreto.

Pasajuntas o fricción de agregados en las juntas transversales

Las tablas 10.12 a la 10.18 muestran los valores permisibles de TPPD, de acuerdo con las categorías de tránsito simplifica-

Clasificación de suelos AASHTO

	Grupos	Descripción del material	Subgrupos	Descripción del material del subgrupo
Suelos Granulares (Menos del 35 % pasa la malla N° 200)	A-1	Mezclas bien graduadas compuestas de fragmentos de piedra, grava, arena y material ligante poco plástico. Se incluye también aquellas mezclas bien graduadas que no tienen material ligante	A-1a	Mezclas de piedra o grava con o sin material fino ligante; bien graduado
			A-1-b	Mezcla de arena gruesa, con o sin material fino ligante; bien graduado
	A-2	Mezclas mal proporcionadas de grava, arena, limo y arcilla. Tienen material fino (limo y arcilla) en exceso a los limitantes establecidos por los suelos A-1 y A-3	A-2-4 y A-2-5	Suelos A-2, cuya fracción que pasa la malla N° 40, tiene las características de un suelo A-4 o A-5, respectivamente
			A-2-6 y A-2-7	Suelo A-2, cuya fracción que pasa la malla N° 40, tiene las características de un suelo A-6 o A-7, respectivamente
A-3	Arenas finas de playa y arenas con poco o nada de material fino (limo y arcilla). Además, mezclas de arena fina mal graduada, con cantidades limitadas de arena gruesa y grava	-	-	
Suelos Finos (Más del 35 % pasa la malla N° 200)	A-4	Suelos limosos sin plasticidad o poco plásticos, en los cuales el 75%, o más pasa la malla N° 200. Además, suelos finos limosos que contengan hasta un 64% de arena y grava	-	-
	A-5	Material limoso, semejante al A-4, generalmente de carácter micáceo o diatomáceo. Tienen mayor elasticidad	-	-
	A-6	Arcillas plásticas, en las cuales el 75%, o más, pasa la malla N° 200. Además, suelos finos arcillosos que contengan hasta un 64% de arena y grava. Presentan generalmente, grandes cambios de volumen cuando absorben agua	-	-
	A-7	Terrenos arcillosos, semejantes a los A-6, pero con Límites Líquidos elevados como los del grupo A-5	A-7-5	Suelos A-7 con índices de plasticidad relativamente bajos en relación a sus Límites Líquidos. Pueden ser muy elásticos y experimentar grandes cambios de volumen
A-7-6			Suelos A-7 con índices de plasticidad elevados en relación a sus Límites Líquidos. Experimentan grandes cambios de volumen	

Propiedades y características físicas

Permeabilidad	Capilaridad	Elasticidad	Cambios de volumen	(2) Para subbase	(3) Para base	(1) Como terreno de fundación	Para terraplenes
Baja	Baja	Muy baja	Muy pequeños	Bueno a excelente	Bueno a excelente	Bueno a excelente	Bueno a excelente
Baja a mediana	Mediana a veces perjudicial Baja	Baja e elevada para A-2-4 a A-2-6. Elevada y a veces perjudicial para A-2-5 a A-2-7	Medianos a elevados	Regular	Malo a regular	Bueno a excelente	Regular a bueno
Mediana a elevada	Baja		Muy pequeños	Regular a excelente	Regular a excelente	Bueno a excelente	Regular a bueno
Baja a mediana	Elevada. A veces perjudicial	Baja a mediana	Pequeños a elevados. Perjudiciales en época de heladas	Malo a regular	Malo a regular	Malo a regular	Malo a bueno
Baja a mediana	Regular a elevada. A veces perjudicial	Mediana a elevada	Regulares a elevados	Malo	Pésimo	Malo a pésimo	Malo a pésimo
Baja a prácticamente impermeable	Regular a elevada	Pequeña a mediana	Medianos a elevados	Regular a pésimo	Malo a pésimo	Regular a bueno	Malo a regular
Baja	Regular a elevada	Mediana a elevada	Medianos a elevados	Regular a pésimo	Malo a pésimo	Regular a bueno	Malo a pésimo

das de la tabla 10.19. Nótese en estas tablas que, a excepción de la tabla 10.12, existen dos opciones, con pasajuntas como elementos transmisores de carga entre las losas en zona de juntas, y por medio de fricción debida a la trabazón de agregados en juntas y grietas. Se observa que la tabla 10.12 contempla sólo tránsito ligero, y no establece diferenciación entre pasajuntas o fricción. Así, para este tránsito rige normalmente el criterio de fatiga, y no se requieren pasajuntas, ya que el rango de pesos por eje en esta categoría es bajo.

Es importante observar que los números del TPDA y de TPPD de la tabla 10.10 no son absolutos, es decir, tales rangos pueden no ser representativos de las vialidades por diseñar. En su lugar es mejor clasificar las vialidades de la manera más correcta posible, dentro de las descripciones dadas en esta tabla. Siempre será mejor realizar mediciones o aforos de tránsito para tener porcentajes de tránsito pesado. En la tabla 10.10 aparecen los TPPD admisibles que corresponden exclusivamente a vehículos de dos ejes con seis llantas o mayores. Se excluyen los ligeros (paneles, camionetas tipo pick-up, etc.). Así, el total de vehículos podrá ser mayor.

Ejemplo

Calle residencial de dos carriles

T.P.D.A. = 450

No total de camiones = 35

TPPD = 15

Capa de apoyo: suelo arcilloso (no se construirá capa sub-base), o sea que:

Condición de apoyo = pobre

$M_R = 42 \text{ kg/cm}^2$

Se utilizará: Guarnición integral Fricción entre agregados en juntas (no pasajuntas)

Solución

Atendiendo a las características del tránsito, éste se puede clasificar con la categoría de carga por eje No 1. (Tabla 10.12, o tránsito ligero). Utilizando las columnas correspondientes a la situación en donde exista confinamiento lateral o guarniciones, es posible obtener los siguientes rangos de tránsito pesado permisibles:

Espesor de losa, en cm	TPPD
12.5	6
14	73

Entonces podrá seleccionarse un espesor de 14 cm para soportar 15 de camiones pesados.

Referencias

¹"Thickness Design for Concrete Pavements", Portland Cement Association, ISO10P, 1974

² "Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements", Portland Cement Association, PCA, EB109P, 1984. Boletín publicado por Robert G. Packard, P.E.

³ Datos obtenidos de "Diseño de pavimentos de hormigón", Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, Julio de 1989.

⁴ Fuente: Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements, PCA, EB109.01P

Rehabilitación de pavimentos por medio de sobrecarpetas

11.1 INTRODUCCION

El concepto de mantenimiento de carreteras se define como todas las operaciones encaminadas a preservar, reparar y restaurar la estructura de rodamiento, a fin de que ésta se mantenga segura y económica. Las labores de conservación consisten básicamente en bacheo, recorte de hierba, sello de juntas, etc. No se incluye el ensanche de acotamientos, rehabilitaciones, ni reconstrucciones.

Las actividades de conservación se implementan para compensar los efectos nocivos del envejecimiento de las estructuras viales, deterioro de los materiales por agentes de meteorización, crecimientos orgánicos, etc. Sin embargo, aún con este mantenimiento, eventualmente las cargas impuestas por el tránsito hacen que los pavimentos requieran refuerzo, a efecto de restablecer los niveles aceptables de los índices de Servicio. El trabajo de rehabilitación no se considera mantenimiento, ya que consiste en una mejora "más profunda" del pavimento. Todas las actividades antes y después de estos trabajos más drásticos sí constituyen los trabajos de mantenimiento. La AASHTO¹ clasifica en cuatro las categorías de mantenimiento y reconstrucción:

- * Mantenimiento
- * Servicios de tránsito
- * Mantenimiento físico
- * Construcción
- * Mejoramiento
- * Construcción y reconstrucción

A manera de ejemplo, una sobrecarpeta de 2 cm o más de espesor, en un tramo de 160 m de longitud, se considera un mejoramiento o refuerzo, mientras que un recubrimiento con espesor de 2 cm o donde la longitud aplicada sea menor a la ya referida, se considera como 'mantenimiento físico'.

En el caso de pavimentos de cemento portland, las labores de mantenimiento se refieren a:

- * Sello de juntas, grietas en la superficie de rodamiento.
- * La reparación de fisuramiento, áreas fragmentadas, descascaradas y con grietas múltiples.
- * Bacheado en subzonas en donde se hayan presentado fallas.
- * Reparación de áreas dañadas por asentamientos o bombeo.
- * Tratamiento de pavimentos que presentan "alabeos".

11.2 SELLO

Tal como se mencionó anteriormente, el objeto de sellar las juntas será obstruir el paso de partículas sólidas hacia adentro del cuerpo del pavimento, así como el de evitar el paso de agua. Antes de colocar el producto sellante, se deberá limpiar y secar perfectamente la caja de la junta. Normalmente se aplican cortadores de potencia para dejar un corte y ranura limpios. Posteriormente se aplica aire a presión para secar y dejar libre de detritos sólidos al corte. Los tipos de sellante que se utilizan comúnmente son a base de asfalto y hule aplicados en caliente, y en los aplicados en frío se utilizan piletas móviles con ruedas neumáticas, dotadas de calentadores (puede ser aceite caliente circulando como medio de transmisión de

calor). La aplicación en sí del sellante es a base de pistolas de presión mecánicas, conectadas a una manguera que a su vez saca el sellante de las piletas o tambos. Se emplean también los de aplicación mecánica por gravedad con calderas, de vaciado manual.

También se utilizan como selladores los polímeros elásticos de dos componentes de aplicación en frío, o bien, productos de silicón. Los climas calurosos son los más favorables para la reparación de fracturas.

Los astillamientos del concreto en las inmediaciones de las juntas podrán presentarse debido a la desintegración del concreto en estas zonas. Normalmente los agrietamientos menores de la superficie de concreto se preparan rellenándolos con compuestos selladores de juntas. El manual de mantenimiento de la AASHTO (1976) recomienda que las fracturas mayores de 1/8" (3.2 mm) se rellenen con sellantes que permitan los movimientos alternos de contracción y expansión del concreto. Cuando los fracturamientos y/o fisuramientos sean de naturaleza tal que no permitan su corrección mediante sellado rutinario de juntas, deberán emplearse resinas epóxicas.

Cuando las áreas con desprendimientos o irregularidades sean apreciables, pero que no existan daños estructurales de importancia, el tratamiento efectivo podrá consistir en riegos de lechada de cemento para el taponamiento de fisuras.

11.3 REPARACIONES DE LOSAS DE CONCRETO EN TODA LA PROFUNDIDAD

Cuando con base en un monitoreo de todas las secciones de losas se demuestre la seriedad de las fracturas o existan evidencias de problemas de "bombeo", escalonamientos, etc., tales losas deben ser marcadas para ejecutar reparaciones de losas en toda su sección transversal. La decisión anterior permitirá restablecer las condiciones estructurales originales. Los desportillamientos en zonas de juntas se presentan cuando se ejercen en la losa esfuerzos de compresión excesivos. Estos a su vez se deben a la inclusión de partículas sólidas dentro de las cajas o ranuras que forman las juntas.

Otro problema asociado en zona de juntas es la erosión de la capa de apoyo como resultado del problema de "bombeo"; además, un ensanche de los barrenos que alojan las pasajuntas o dovelas de transferencia de carga también contribuye a un desplazamiento relativo entre losas, mismo que habrá que corregir.

Las áreas a ser removidas y reconstruidas deberán ser perfectamente marcadas mediante pintura. Este señalamiento superficial deberá ser visible. Posteriormente las áreas que serán rehabilitadas deberán también ser confinadas con respecto a las juntas longitudinales, carriles, acotamientos, o concreto adyacente en general. El propósito es evitar dañar el concreto de las inmediaciones del área por reconstruir.

En el caso de que se tengan pavimentos de concreto de cemento portland, CCP, con acotamientos de concreto asfáltico, se recomienda abrir en toda el área por reparar una caja longitudinal a lo largo de la junta o interfase losa-acotamiento de asfalto, del orden de 10 cm de ancho. Esta ranura servirá para alojar el cimbrado de la nueva losa en su unión con el acotamiento. Se deberán dejar holguras suficientes para que la remoción de piezas de losas por izaje sea sencilla. Todos los cortes en asfalto podrán ejecutarse con disco de dientes de carburo de tungsteno.

Cuando también los acotamientos son de CCP, entonces los cortes deberán efectuarse con discos de diamante y deberán ejecutarse en toda la sección -espesor- de la losa, atravesando incluso eventuales varillas de refuerzo y/o de sujeción. Ahora las paredes de los acotamientos servirán como cimbras naturales. Es necesario asegurarse que en las juntas longitudinales e incluso en aquellas formadas por los carriles, los cortes atraviesan toda la sección.

Los cortes en planos transversales de preferencia se realizarán en las horas más frías, a fin de que no exista trabazón del disco en las paredes de corte, pues durante las horas calurosas el concreto tenderá a expandirse. Existen dos formas típicas de remoción de losas:

Tabla 11.1

Método de remoción	Textura en la cara de la junta
Izaje	Suave
Izaje	Rugosa
Fracturamiento	Suave
Fracturamiento	Rugosa

Se recomienda el retiro de las losas dañadas mediante el método de izaje. Ello demanda que los cortes verticales, a sección completa, correctamente aislada del resto del pavimento sano. El retiro de secciones es vertical. Antes de retirar las piezas, se ejecutarán barrenos desde la superficie para alojar los pernos de izaje, conectados a cadenas de acero. Estas se manipularán ya sea con grúa o con cargadores frontales.

Con el método de remoción por izaje se obtendrán caras limpias en las zonas de juntas, y quedarán listas para alojar eventuales pasajuntas, de ser necesarias estas últimas. De esta manera, únicamente hará falta hacer sólo los barrenos que alojen las varillas. Asimismo, la capa de sub-base será poco alterada con este método de remoción. Para lograr una alteración en esta última capa, los cortes de disco no deberán penetrar en ella más de 1.2 cm.

Como se mencionó anteriormente, a fin de que los cortes sean lo más limpios posibles y para evitar atascamientos del disco en climas extremos, es recomendable realizar los cortes durante la noche que es cuando el concreto se contrae. Alternativamente, se podrán ejecutar cortes parciales, sobre un espesor de aproximadamente un tercio del espesor de la losa, para liberar presiones sobre el disco cuando éste ejecute el corte en toda la profundidad. Se recomienda, por otro lado,

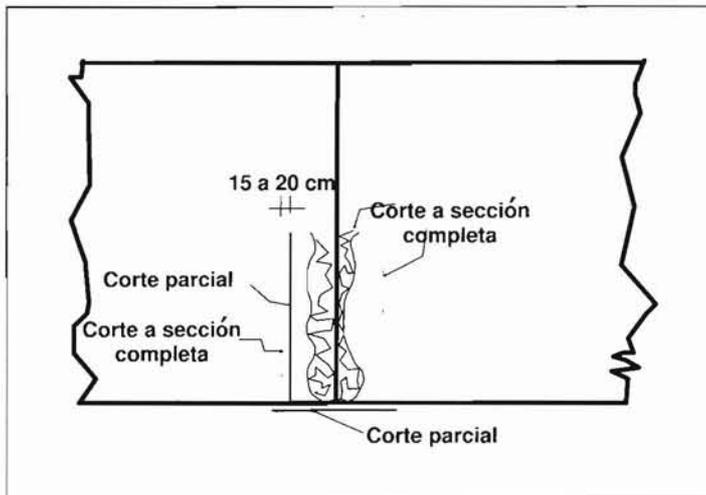


Figura 11.1 Aislamiento de la reparación

que los cortes a profundidad parcial y a sección completa no tengan separaciones menores que el rango de 15 a 20 cm. Este se debe a que el corte de alivio puede generar microfisuramientos que pueden dañar la periferia de la zona marcada (Fig. 11.1).

Caras rugosas

En ocasiones se requiere que las periferias de las zonas recortadas tengan caras rugosas para que con la contribución de la fricción de losa nueva-existente más las pasajuntas, le den a las nuevas losas buena transferencia de carga. Para lograr las rugosidades, se emplean discos dobles, con separaciones entre hojas de 3.5 a 5 cm. Fig. 11.2. Sólo los cortes interiores deberán ser a sección completa, en todo el espesor de losa. El corte externo será sólo del espesor. El procedimiento es el siguiente: en la primera pasada ambos discos cortan al cuarto del espesor. Posteriormente, ya con un solo disco, se ejecutan los cortes interiores. Cuando se completan estos últimos, se perforan los barrenos para colocar los pernos de izaje y se retira la losa dañada. Posteriormente, con la ayuda de martillos neumáticos

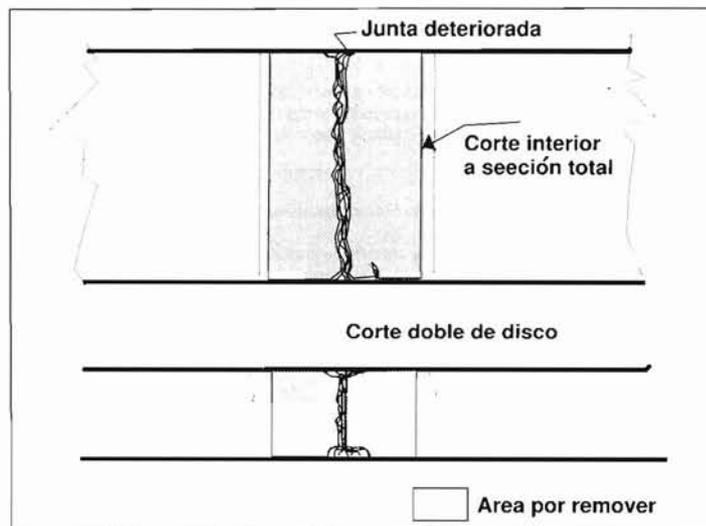


Figura 11.2 Corte doble de disco para la remoción de baches.

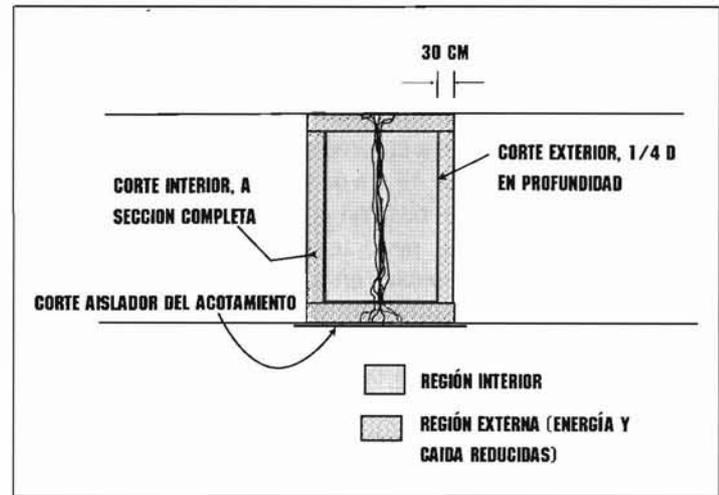


Figura 11.3 Arreglos típicos de cortes de discos, para emplear rompedores neumáticos.

ligeros -en el rango de 15 a 30 lbs- se cincelan las paredes recién cortadas, hasta lograr una superficie rugosa en los cantos.

Demolición por percusión

Cuando se utilicen martillos rompedores de caída del tipo neumático, será conveniente tomar algunas medidas preventivas adicionales. Se deberán evitar daños al pavimento aledaño existente. Esto se consigue mediante cortes en las fronteras de la zona por rehabilitar. Después se ejecutarán un segundo corte paralelo al anterior, también a sección completa. La separación entre estos cortes paralelos es de 30 cm, aproximadamente. Este dimensionamiento incluye a las juntas longitudinales, si es que éstas estuvieran cercanas.

El rompimiento de losas debe iniciarse desde el centro, dentro de los cortes interiores. Una vez completado el rompimiento de la parte interior, entonces deberá reducirse la altura de caída de los martillos rompedores. Esta reducción deberá ser función de la resistencia del concreto, y si existe o no acero de refuerzo. Luego el martillo se utilizará para golpear ligeramente las franjas externas de los cortes. En caso de dañar losas adyacentes, se deberán practicar cortes adicionales a sección completa más allá de los límites deteriorados, siguiendo con un golpeteo ligero, con una reducción adicional de la altura de caída en el martillo, hasta remover la totalidad de los fisuramientos. Finalmente se utilizarán herramientas manuales para la remoción final de escombros.

Dispositivos de transferencia de carga

En general, todas las zonas reparadas deberán contar con pasajuntas para que exista transferencia de carga efectiva entre las losas existentes y las nuevas. Esto será necesario principalmente en pavimentos de caminos o vialidades de primer orden, y en donde se espere el tránsito pesado. Las juntas transversales de estos bacheos necesariamente deberán ser pasajunteados.

Se han presentado muchos problemas por una mala instalación de las pasajuntas. Ellos tienen que ver con mala ejecución de los barrenos, malos ajustes y alineamientos de las piezas de acero, por lo que se recomienda que estas pasajuntas estén lo más alineadas posible respecto a la pared de la losa. Se aconseja sean de $1\frac{1}{4}$ " de diámetro, y de 45 cm de longitud. Para el anclaje de dovelas se hacen los barrenos con equipo dotado de brocas en batería, para hacer varias perforaciones al mismo tiempo. Se utiliza una perforadora montada en un armazón rígido de acero. Ella cuenta con brocas paralelas en el plano horizontal. En ocasiones se pueden utilizar taladros manuales en donde no se puedan utilizar las brocas en batería, tales como las esquinas, planos inclinados o cuando la distribución del acero de refuerzo de la losa no permita la maniobra. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que con pistolas o taladros individuales las desviaciones de barrenos son más posibles.

Con el fin de evitar abocardar los barrenos de las pasajuntas de anclaje en las losas existentes, como resultado de esfuerzos de flexión excesivos en la zona de juntas, es conveniente colocar de cuatro (4) a cinco (5) pasajuntas de $1\frac{1}{4}$ " de diámetro en cada junta, en la zona de ruta de las llantas. Las pasajuntas se colocarán una vez que se cuente con un barreno seco y limpio de polvo y detritos. Para ello se emplea aire a presión. Previo a la inserción, se deberá colocar una lechada de cemento sin contracción -o bien, resinas epóxicas-, procurando ir colocándola desde el fondo de las perforaciones, para que al insertar las dovelas se expulse este material de adherencia. Otra manera de asegurar que las varillas estarán completamente cubiertas de adherente es la de girar una vuelta completa mientras se introduce dentro de la perforación.

Como en cualquier tipo de proyecto en donde se utilicen pasajuntas, éstas deberán ser protegidas contra agentes corrosivos y/o químicos. Para ello se deben utilizar pinturas para esos propósitos o alternativamente fundas de plástico.

Pavimentos de tránsito bajo

Es importante señalar que en caminos de baja importancia o de pavimentos rígidos en calles residenciales, se podrá prescindir de las pasajuntas como elementos de transmisión de cargas. En estos casos será suficiente el trabajo por fricción entre las losas en zona de juntas.

Es frecuente que en lo que respecta a estos pavimentos urbanos se requiera abrirlos para efectuar reparaciones en tuberías subterráneas. En estos casos no será necesario hacer la reparación en todo lo ancho del carril, sino en lo estrictamente necesario. No se aconseja colocar juntas de la nueva reparación a menos de 60 cm de distancia con respecto a una junta ya existente. Cuando forzosamente se requiera hacer juntas muy cerca de una ya existente, será preferible recorrerla a esta última.

Los cortes empleados para demarcar las fronteras de la zona por bachear no serán a sección completa del pavimento, solamente se realizará hasta la profundidad futura de la caja de sellante de las juntas, o a un máximo de $\frac{1}{3}$ del espesor. Para preparar la remoción de las losas por izaje, ésta se deberá

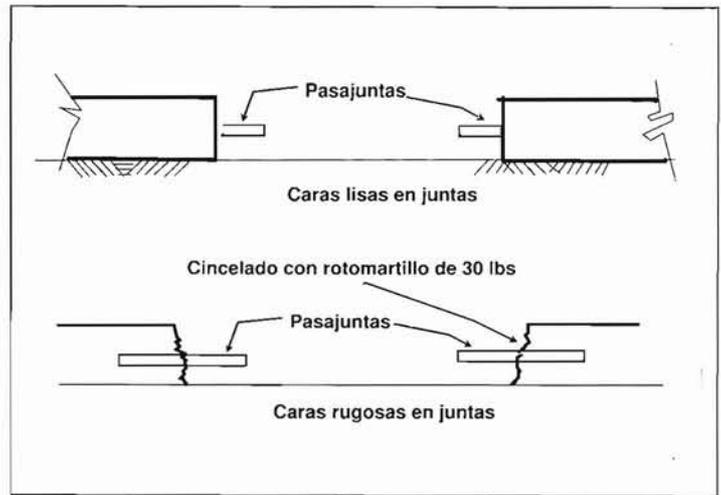


Figura 11.4 Superficies en las caras de las juntas, utilizando un corte simple de disco para limitar la reparación. O bien un corte doble, para proporcionar fricción de agregados

ejecutar de preferencia con discos de dos hojas de corte. Alternativamente también se podrán hacer con discos simples, y posteriormente la zona por retirar se podrá demoler con martillos de percusión, aplicados hasta muy cerca de las fronteras de corte. Acto seguido se podrá dar el cincelado a las paredes para lograr la superficie rugosa requerida y así inducir la fricción en las juntas. Es importante dar un cincelado sobre una pared sensiblemente vertical por abajo del corte de disco que constituirá la caja receptora de sello, a fin de no eliminar la trabazón por fricción entre agregados. Para ello se aconseja utilizar un martillo neumático ligero, a fin de no sobrecincelar las paredes.

En el caso de no requerirse pasajuntas -por ejemplo, en el caso de un tránsito ligero- se procede conforme al esquema de la Fig. 11.5.

Una vez retirada la losa, es recomendable utilizar material de relleno de importación que luego será compactado, para brindar así una buena capa de apoyo a la losa de repuesto. Esto se hará más necesario cuanto más fino o arcilloso sea el

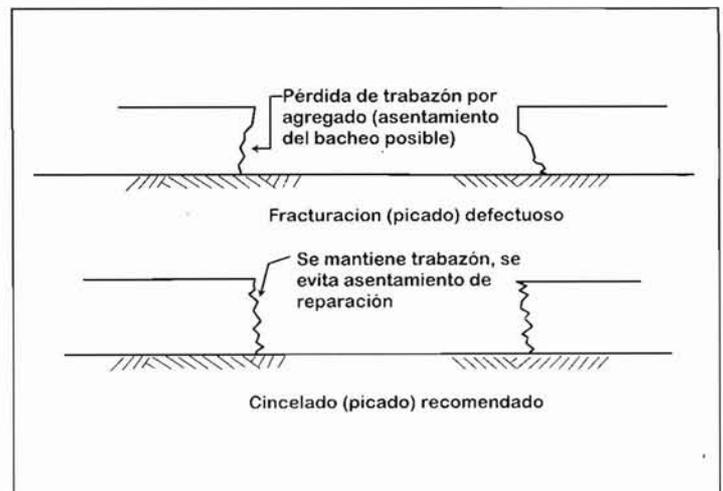


Figura 11.5 Demolición recomendada en caras, en tuberías y/o reparaciones de caminos de bajo volumen.

material producto de excavación. El material del sitio o de excavación podrá ser empleado sólo cuando sea competente.

En ocasiones, y a fin de garantizar el relleno de los huecos del material excavado, y con ello una superficie libre de asentamientos, se han utilizado rellenos en suspensión, es decir mezclas de agua, cemento y arena (y opcionalmente cenizas volantes) con bajos contenidos de cemento, los suficientes para lograr resistencias a la compresión a los 28 días del orden de 3 kg/cm^2 a 7 kg/cm^2 . Este material de relleno será lo suficientemente rígido para apoyar sobre él la losa, pero también podrá ser removido, si así se requiere, con relativa facilidad.

Sin embargo, en el caso de subyacer a tuberías, los lodos estabilizadores podrán tener efecto de flotación, presentando así, a su vez, una subpresión ascendente que podrá inducir problemas de alineamiento. Es por ello que se recomienda colocar este tipo de rellenos en dos fases.

Colocación del concreto

Esta operación se realizará tan pronto como la sub-base y las pasajuntas (en caso de que se hayan utilizado) estén totalmente instaladas. Si se pretende conseguir una apertura rápida al tránsito, se utilizarán, de preferencia, mezclas de fraguado y resistencias tempranas. De esta manera, se recomienda utilizar cemento del tipo III. Se deberá mantener la relación agua/cemento lo más baja posible. En caso de no planear colocar una sobrecarpeta encima -o que se proyecte la apertura rápida al tránsito- entonces se empleará como criterio normativo cuando el concreto alcance resistencias a la compresión mínimas de 210 kg/cm^2 o una resistencia a la flexión (medida con carga en el tercio medio) de 45 kg/cm^2 .

Los baches se nivelan con reglas de 3 m o con reglas vibratorias, hasta lograr el perfil de proyecto. Es preferible mover la regla vibratoria paralelamente al eje de la vialidad. Finalmente, se deberá colocar una membrana de curado para

prevenir la pérdida de humedad. Las cantidades estándares de este líquido son suficientes en la mayoría de los casos.

Sello

El paso final será el sello de las juntas transversales y longitudinales. Aquí se pondrá especial atención al tipo de material sellante a emplear, ya que en función de él será el factor de forma, definido como la relación del ancho a la profundidad de la caja receptora.

En cualquier caso, siempre se seguirán las recomendaciones del fabricante del sellador. En el caso de las juntas longitudinales, se deberá colocar el material sellante -cartón asfaltado, "Celotex", o algún material similar- inmediatamente abajo de la caja receptora de sellante, a manera de separador entre la losa nueva y la existente, con objeto de evitar trabazón y astillamientos por acción entre dichas losas.

11.4 REENCARPETADO

Cuando las labores de mantenimiento rutinario no logran hacer duradera una superficie de rodamiento segura y económica, es cuando se piensa en la ejecución de un reencarpetao o sobrecarpeta de refuerzo. Como regla general, una sobrecarpeta resultará competitiva desde el punto de vista económico cuando más del 2 ó 3% del área total requiere bacheo.

Las sobrecarpetas de refuerzo se utilizan para corregir deficiencias funcionales y/o estructurales de los pavimentos. Para llegar a una solución adecuada en cuanto a qué tipo de sobrecarpeta usar, es necesario contar con una evaluación confiable del estado actual del pavimento.

Como es sabido, entendemos que la falla es funcional cuando la superficie de rodamiento afecta al usuario del camino, tanto en su comodidad como en los costos de operación del vehículo. Normalmente esto último se asocia con problemas de resistencia pobre a la fricción, irregularidades en la superficie en general (corrugaciones, fracturamientos, hoyos, desprendimientos, etc.), hidropilano, acumulación de agua y eventuales salpicaduras en zona de roderas.

Por otro lado, las deficiencias estructurales tienen que ver con un deterioro de la estructura del pavimento, producto de las cargas de tránsito excesivas y los agentes de meteorización. A ello contribuyen diferentes aspectos, desde espesores insuficientes hasta la desintegración, distorsión y agrietamientos en el pavimento.

Es importante hacer notar que estos últimos pueden verse amenazados no sólo por el tránsito, sino incluso en ausencia de éste, por los agentes erosivos o una mala construcción. Generalmente, es este tipo de fallas, las asociadas con el tránsito vehicular a ser soportado, lo que hace factible la colocación de sobrecarpetas de refuerzo.

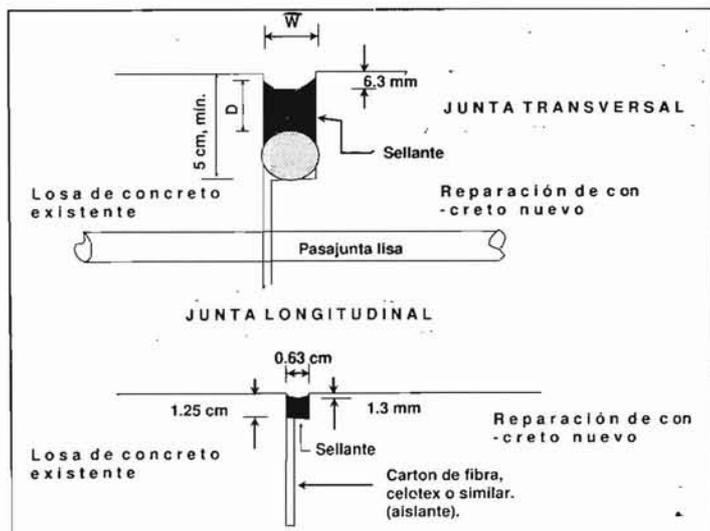


Figura 11.6 Diseño de la caja receptora del sellante.

11.4.1 La conveniencia del refuerzo

Antes de decidir si se coloca una sobrecarpeta, se deberán analizar las consideraciones siguientes:

- * Aspectos constructivos.
 - * Control de tránsito.
 - * Disposición de materiales y equipo.
 - * Clima.
 - * Obras asociadas y/o restricciones: señalamientos, contaminación, vibraciones, ruido, gálibos en puentes.
 - * Espesores de acotamientos, extensión de sus taludes en los casos de limitaciones en los derechos de vía.
 - * Interrupciones de tránsito vehicular y costos de tiempos de horas-hombre.
- * Disposición de recursos económicos.
- * La vida útil requerida en la nueva sobrecarpeta.
 - * Aspecto que la regirán:
 - * Deterioro en los pavimentos existentes (distribución y frecuencia en los daños e irregularidades).
 - * Diseño del pavimento existente, incluyendo sus condiciones de apoyo.
 - * Cargas de tránsito futuras.
 - * Clima local.
 - * Situación del drenaje actual.

En caso de ser necesario reforzar algunos pavimentos asfálticos con fuertes distorsiones superficiales, roderas o protuberancias importantes, será necesario corregir el perfilamiento vertical antes de colocar la sobrecarpeta. Esto se justifica más conforme disminuye el grosor del reencarpetado por colocar. En estos casos lo que procede es el "fresado" o desbastamiento de las irregularidades excesivas. Cuando se trata de carpetas asfálticas muy viejas, éstas se pueden quemar superficialmente para aflojar la mezcla asfáltica existente, para luego ser recompactada, sobre todo si se dispone de compactadores provistos con calentador. Tal como se aplican las sobrecarpetas de concreto hidráulico sobre carpetas asfálticas, en ocasiones y dada la gran irregularidad de las superficies, se puede colocar capas de nivelación con la finalidad de reducir los volúmenes de concreto. Esta capa niveladora o de compensación podrá ser de cemento asfáltico, con bajo contenido de este último, o bien mediante mortero de arena-cemento. En algunas circunstancias, dependiendo del grado de deterioro y de la importancia del camino, podrá utilizarse solamente arena como elemento compensatorio. Como una medida general, se deben rellenar las grietas o juntas con concreto asfáltico como el utilizado en los bacheos convencionales.

En ocasiones, si la superficie lo permite, bastará con limpiar y levantar detritos o polvo mediante barredoras giratorias

autopropulsables o potentes ventiladores. En cualquier caso, toda irregularidad será tratada antes de proceder a la construcción de la sobrecarpeta.

11.4.1.1 Pavimentos de concreto hidráulico deteriorados

En general, se deberán rellenar los agrietamientos o fracturamientos. También se deberá dictaminar lo más razonable posible el origen de las fallas. El objeto de rellenar las grietas o fisuras mediante materiales sellantes es el de evitar el paso del agua hacia las capas subrasantes o de apoyo, y en consecuencia el deterioro de estas últimas. El fenómeno de "reflexión de grietas" consiste en la aparición de grietas en la nueva sobrecarpeta en las zonas de juntas y grietas en la carpeta de rodamiento existente. Para ser solución a este problema se ha utilizado diferentes metodologías, como las que enunciamos a continuación:

- * Cubrir las grietas existentes con placas de metal.
- * Malla de alambre o electrosoldadas como refuerzo.
- * La construcción de una capa de transición de grava o roca triturada que separa a las capas nueva y existente.
- * Capa de espesor considerable de una mezcla asfáltica, con alto un contenido de huecos.
- * Provocar asentamientos de carpetas existentes mediante equipo pesado e inducir el fracturamiento de la carpeta existente por medio de percusores o quebradoras.

11.5 CONSIDERACIONES IMPORTANTES EN EL DISEÑO DE SOBRECARPETAS*

Como se ha mencionado en párrafos precedentes, previo al diseño de sobrecarpetas es necesario cumplir varios requisitos, incluyendo la reparación de las superficies de apoyo existentes, control de reflexión de grietas, intensidad de tránsito, subdrenaje, fresado de una superficie de concreto asfáltico (CA) existente, reciclaje de tramos de un pavimento existente, necesidades estructurales y de comportamiento funcional de la sobrecarpeta, materiales, acotamientos laterales, roderas formadas en un pavimento CA y en una sobrecarpeta preexistente, durabilidad de losas de concreto hidráulico, diseño de juntas, refuerzo, y capas de adherencia/separación para sobrecarpetas de concreto hidráulico (SCH), nivel de confiabilidad del diseño de la sobrecarpeta y desviación estándar total, y la necesidad de ensanchar el pavimento.

El encargado del diseño no debe pasar por alto estas consideraciones. A continuación se describe brevemente cada

* Adaptado del criterio AASHTO para el diseño de sobrecarpetas, versión 1993.

una de ellas, sobre todo aquéllas que son comunes para todo tipo de sobrecarpetas.

En los párrafos siguientes se utilizarán las siguientes abreviaciones:

CA	Concreto Asfáltico
CCP	Concreto de Cemento Portland
PCSJ	Pavimento de Concreto Sin Pasajuntas
PCCP	Pavimento de Concreto Con Pasajuntas
PCCPYR	Pavimento de concreto con Pasajuntas y Refuerzo
PCCR	Pavimento de Concreto Continuamente Reforzado
CA/CCP	Reencarpetados de CA sobre pavimentos de concreto en cualquiera de sus modalidades

11.5.1 Reparación previa a la sobrecarpeta

La necesidad de rehabilitar un pavimento existente se hace evidente cuando aún por simple inspección ocular se detectan irregularidades visibles, así como también por problemas que no son tan obvios en la superficie, pero que pueden ser observados y medidos por otros medios. Muchas veces, las empresas o entidades de gobierno encargadas de los proyectos se preguntan hasta qué punto la superficie actual debe ser preparada para recibir una nueva capa de refuerzo; esto es, los alcances y profundidad a que se debe llegar en los trabajos preliminares. La respuesta se plantea normalmente mediante la relación de la intensidad de preparación y reparación previa de la superficie existente con respecto al tipo de sobrecarpeta por colocar. Debido a que gran parte del deterioro que ocurre en una sobrecarpeta es el resultado del daño que no se reparó en el pavimento existente, siguiendo esta línea de razonamiento se puede concluir que cuando existan evidencias de que las irregularidades en el pavimento existente puedan llegar a afectar el comportamiento de la nueva estructura de pavimento en el curso de pocos años, lo existente debe ser reparado antes de la colocación de la sobrecarpeta. El encargado del diseño debe realizar un análisis cuidadoso respecto a la bondad de considerar sólo el costo de una reparación del pavimento existente o, en su caso, el de una sobrecarpeta, atendiendo al tipo de esta última. Si el pavimento existente presenta deterioro severo, puede ser más rentable seleccionar un tipo de sobrecarpeta que sea menos sensible a la condición del pavimento que efectuar una reparación previa a gran escala.

Acerca de las técnicas para reparar un pavimento existente, se dispone de guías excelentes².

11.5.2 Medidas para el control de reflexión de grietas

La reflexión de grietas es una causa frecuente de deterioro de cualquier tipo de reencarpetado. En esta parte del presente trabajo los procedimientos para el diseño de espesores no toman en cuenta el problema de la reflexión de grietas; sin embargo, es necesario tomar medidas adicionales para reducir la ocurrencia y severidad de estas últimas. Algunas sobrecar-

petas son menos susceptibles al agrietamiento por reflexión que otras, debido a los materiales con que fueron construidas y a su diseño. De igual manera, algunas medidas para el control de reflexión de grietas son más efectivas con algunos tipos de pavimento y sobrecarpeta que con otros. En el segmento que sigue se discute con más detalle el control de reflexión de grietas de acuerdo al tipo de sobrecarpeta.

11.6 CARGAS DE TRANSITO

Al igual que ocurre con los pavimentos nuevos, en los procedimientos de diseño para una sobrecarpeta se requiere convertir la distribución del tránsito vehicular en cargas inducidas por un eje sencillo equivalente (equivalent single-axle loads, ESAL's) de 18 kips, o 8.2 ton de peso, que se esperan durante la vida de diseño del sobrecarpeta en el carril de diseño. Los ESAL's estimados se deben calcular usando los factores de equivalencia de pavimento flexible o pavimento rígido apropiados (ver el Cap. 8). El tipo apropiado de factores de equivalencia para cada tipo de sobrecarpeta y cada tipo de pavimento existente se dan en la siguiente tabla:

Pavimento existente	Tipo de sobrecarpeta	Factores de equivalencia que se deben usar
Flexible	CA	Flexible*
CCP con grava	CA	Flexible*
PCCPPyR con Rotura/Grieta/Asentamiento	CA	Flexible*
PCCP	CA o CCP	Rígido
PCCR	CA o CCP	Rígido
Flexible	CCP	Rígido
Compuesto (CA/CCP)	CA o CCP	Rígido

* Consultar el manual de diseño de pavimentos de la AASHTO para ver los factores de equivalencia correspondientes

Existe una correlación aproximada entre los ESAL's calculados usando los factores de equivalencia de pavimentos flexibles, y los pavimentos rígidos. Para convertir ESAL's de pavimento rígido a ESAL's de pavimento flexible, hay que multiplicar los ESAL's de pavimento rígido por 0.67. Por ejemplo, 15 millones de ESAL's de pavimento rígido es igual a 10 millones de ESAL's de pavimento flexible. Similarmente cinco millones de ESAL's de pavimento flexible equivalen a 7.5 millones de ESAL's de pavimento rígido. Al igual que en el caso del diseño de pavimentos nuevos, un mal manejo del tipo de ESAL's dará como resultado errores significativos en los diseños de una sobrecarpeta. Por ejemplo, al diseñar una sobrecarpeta de concreto asfáltico se debe hacer las conversiones correspondientes a ESAL's de tipo flexible (ESAL's flexibles requeridos), al igual que al diseñar una sobrecarpeta alternativa de CCP del mismo pavimento flexible (ESAL's rígidos requeridos). A partir del siguiente segmento, los ESAL's se designarán como ESAL's rígidos o ESAL's flexibles, según sea el caso.

El tipo de ESAL's usado en el diseño de una sobrecarpeta depende del modelo de comportamiento del pavimento (según se trate del tipo flexible o rígido) que se esté utilizando. En los procedimientos de diseño de sobrecarpetas que se presentan en este capítulo se usa el modelo de pavimento flexible al diseñar sobrecarpetas CA de pavimentos CA y de pavimentos de concreto hidráulico deteriorados. Se usa el modelo de pavimento rígido al diseñar sobrecarpetas CA y CCP de pavimentos del tipo CCP y CA/CCP y sobrecarpetas CCP en pavimentos CA.

11.7 SUBDRENAJE

La condición del subdrenaje de un pavimento existente generalmente tiene una gran influencia sobre la manera como se comporta una sobrecarpeta. Se debe llevar a cabo una evaluación del subdrenaje del pavimento existente tal como se describe a continuación:

El papel del drenaje en la rehabilitación

Se sabe que el deterioro de los pavimentos suele ser causado o incrementado por la presencia de agua en el cuerpo del pavimento. El responsable del proyecto deberá diagnosticar con la mejor precisión posible los problemas relacionados con la presencia de agua para adoptar la mejor medida correctiva, si así se justifica.

A partir de un levantamiento físico del estado actual del pavimento en un tramo dado se puede establecer el daño y su relación con la humedad o presencia de agua. En los del tipo flexible se podrán detectar problemas que se ven agravados por el agua:

- * Desprendimientos.
- * Roderas.
- * Depresiones.
- * Agrietamiento por fatiga.
- * Baches.
- * En los pavimentos de concreto se pueden relacionar con problemas agua los siguientes:
- * Bombeo.
- * Problemas de durabilidad del concreto por hielo y deshielo ("D cracking").
- * Deterioros en juntas.
- * Fracturamientos.
- * Roturas en esquinas.

El hecho de que no se observen evidencias de daños atribuibles a la erosión por agua no necesariamente descarta el potencial de daño inducido por esta última. Durante la etapa de evaluación e incluso durante los trabajos de rehabilitación,

el encargado de los trabajos deberá buscar evidencias de daños potenciales producidos por el agua. El personal de conservación de caminos puede constituir una fuente invaluable de información, de esta manera se podrá emprender un proceso de rehabilitación adecuado para cada situación.

Historia del comportamiento del pavimento, topografía y geometría

Desde luego que será deseable que se cuente en cada caso con los datos de construcción relativa al drenaje; sin embargo, cuando no se disponga de tal información, será recomendable revisar los planos o los documentos originales del proyecto, sobre todo lo concerniente a:

- * Subdrenaje del lugar.
- * Rasantes longitudinales del proyecto.
- * Rasantes transversales.
- * Anchos en las capas del pavimento.
- * Espesores en las capas.
- * Profundidades de cortes y terraplenes.
- * Taludes y dimensiones generales en el drenaje superficial (cunetas, alcantarillas, etc.).

Las evidencias de problemas relacionados con los drenajes serán los que determinen la necesidad de crear, aumentar o mantener las medidas preventivas para manejar las humedades excesivas en los pavimentos.

El siguiente paso será examinar las condiciones topográficas. Para ello se considera si existe o no facilidad del agua para salir de la estructura del pavimento, si existen o no planicies de inundación. Se analizará si existen lagos, arroyos o zonas inundables estacionales por encima del nivel del pavimento. Asimismo, se analizarán los mapas con la información geológica de los lugares, para ver los niveles freáticos posibles, incluyendo sus variaciones; se estudiarán los tipos de suelos presentes para ver sus aportaciones de agua o sus permeabilidades, según el caso.

El estudio de las condiciones de drenaje para un sitio dado se ejecutará, de preferencia, durante las estaciones más húmedas del año. Finalmente, se deberá incluir un monitoreo regular de las condiciones de drenaje:

- * Hacia donde se mueve el agua en la superficie del pavimento.
- * Zona puntual en donde se acumula el agua dentro o en las inmediaciones del pavimento.
- * Qué altura alcanza el agua en las cunetas (en días lluviosos).
- * Existencia o acumulación de agua en las juntas o grietas de pavimentos rígidos.
- * ¿Se estanca el agua en los acotamientos?

- * ¿Las plantas crecen y florecen a lo largo de las inmediaciones del camino?
- * ¿Existen evidencias del fenómeno de "bombeo" o socavaciones ("respiraderos") en las orillas de los pavimentos?
- * ¿Se presentan taponamientos o acumulación de finos o escombros en las entradas de los subdrenes o tuberías de desalajo de agua?
- * ¿Existe buen sello en las grietas y juntas?

Otro aspecto que se debe contemplar es si realmente las obras complementarias para el drenaje fueron planeadas en la etapa de proyecto y si realmente se llevaron al cabo.

Se recomienda inspeccionar si se ha realizado mantenimiento a las instalaciones de drenaje, para así poder establecer un programa racional de mantenimiento o limpieza.

Propiedades de los materiales

Para saber con buen grado de aproximación qué materiales estudiar o investigar, es necesario conocer: a) el tipo de deterioro provocado por la humedad y b) y el de los materiales de las capas que componen el pavimento.

La tabla 11.2 resume las propiedades de los materiales asociadas con problemas de drenaje en pavimentos:

Tabla 11.2	
Terreno natural de apoyo	
Ensayes generales	Granulometría Clasificación e identificación Peso volumétrico seco máximo
Relaciones volumétricas y gravimétricas	Humedad óptima Densidad seca en el lugar Contenido de agua en el lugar
Capas granulares	
Ensayes generales	Identificación y clasificación Granulometría Porcentaje de finos Límites de Atterberg Humedad óptima en el laboratorio Peso volumétrico seco máximo en el lugar Humedad del lugar
Otras propiedades relacionadas con el drenaje	Permeabilidad Porosidad efectiva Capilaridad
Superficie	
Agregados	Susceptibilidad a problemas de durabilidad ("D cracking") Desprendimientos Reacción química en agregados

Tal como en la mayoría de las estructuras ingenieriles que se relacionen con problemas de suelos, el mejoramiento de las condiciones de un subdrenaje pobre de cualquier pavimento

tendrá un efecto benéfico en el comportamiento de una sobrecarpeta que se construya sobre éste. La remoción del exceso de agua de la sección transversal del pavimento reducirá la erosión e incrementará la resistencia de la base y de la subrasante, lo que a su vez reducirá las deflexiones del conjunto. En general, los desprendimientos en un pavimento CA y el problema de durabilidad en un pavimento CCP se puede reducir por medio de un mejoramiento del subdrenaje.

11.7.1 Roderas en pavimentos CA

Antes de diseñar una sobrecarpeta CA se debe determinar la causa de los roderas producidas por las cargas vehiculares en un pavimento existente CA. La construcción de sobrecarpetas puede no ser apropiada si están apareciendo roderas severas debidas o promovidas por la inestabilidad de cualquiera de las capas subyacentes del pavimento existente. Una vez diagnosticado el origen del problema se puede recurrir al fresado para remover las roderas superficiales y en cualquier capa subyacente de asfalto con este mismo problema.

11.7.2 Fresado de una superficie de CA

Con frecuencia, la remoción parcial de una superficie CA existente mejora el comportamiento de una sobrecarpeta CA debido a que se retira el material CA agrietado y endurecido. En esta actividad se quitan por medio del fresado las roderas significativas (las mayores de 5 cm) y otras distorsiones importantes de cualquier capa antes de que se coloque un reencarpetao. Si se omite este paso, se contribuirá significativamente a la proyección de roderas por la acción del tránsito sobre la sobrecarpeta.

11.7.3 Reciclado del pavimento existente

En el diseño de una sobrecarpeta se puede considerar como una opción el reciclaje de una porción de una capa CA existente. Esto se ha convertido en una práctica ya muy común en nuestro país. También se puede realizar el reciclaje completo de una capa CA (a veces en combinación con la remoción de la capa base deteriorada, si éste es el caso).

11.8 COMPARACION ENTRE SOBRECARPETAS CON FUNCION ESTRUCTURAL - FUNCIONAL

Los procedimientos de diseño de sobrecarpetas aquí mostrados proporcionan el espesor necesario para corregir una deficiencia estructural. En teoría, si no existiera una deficiencia estructural, se obtendría un espesor de sobrecarpeta igual a cero.

Sin embargo, esto no significa que el pavimento no necesite una sobrecarpeta para corregir una deficiencia funcional. Si la deficiencia es primordialmente funcional, entonces el espesor

del reencarpetao debe ser solamente el que sea necesario para remediar el problema exclusivamente funcional. Si el pavimento presenta además una deficiencia estructural, es necesario un espesor del sobrecarpeta estructural que sea adecuado para soportar el tránsito futuro durante el período de diseño.

Materiales para la Sobrecarpeta

Al igual que si se tratase de un pavimento nuevo, los materiales para construir la sobrecarpeta deben ser seleccionados y diseñados para que soporten las cargas externas, las condiciones climáticas y compensen las deficiencias presentes del pavimento subyacente.

11.9 ACOTAMIENTOS

Cuando se coloca una sobrecarpeta a los carriles de tránsito, generalmente se requiere que se proporcione también una sobrecarpeta a los acotamientos para igualar los niveles de rasante de los carriles de tránsito. Al seleccionar un material de sobrecarpeta y el espesor para el acotamiento, el diseñador debe tomar en cuenta qué tan deteriorado está el acotamiento existente y la cantidad de tránsito que usará este último. Por ejemplo, al diseñar la sobrecarpeta se debe considerar si los camiones tienden a estacionarse en el acotamiento.

En los casos en que un acotamiento existente esté en buenas condiciones, cualquier área deteriorada en él debe ser bacheada. Posteriormente se podrá colocar entonces un reencarpetao con concreto hidráulico de modo que el nivel de rasante del acotamiento esté de acuerdo con los carriles de tránsito. Si un acotamiento existente se encuentra en una condición tan dañada que no pueda ser reconstruido desde el punto de vista económico, deberá ser retirado y reemplazado.

11.10 DURABILIDAD DE UNA LOSA CCP EXISTENTE

La durabilidad de una losa CCP existente influye de manera importante en el comportamiento de sobrecarpetas totalmente ligadas de CCP y de CA. Si existe agrietamiento relacionado con la durabilidad del concreto ("D" cracking) o agregado reactivo, es de esperarse que el deterioro de la losa existente continúe después de colocar la sobrecarpeta, la cual debe diseñarse teniendo en cuenta el deterioro progresivo de la losa subyacente³ (Vespa, Darter et al, 1990).

11.11 JUNTAS EN SOBRECARPETAS CCP

Los reencarpetaos o sobrecarpetas de concreto, ya sean del tipo adheridas o no adheridas, requieren juntas especiales que consideren las características (en particular la rigidez) del

pavimento subyacente. Los factores que se deben considerar incluyen el espaciamiento de juntas, profundidad del corte con disco, forma de la caja receptora del sellante, y requerimientos de transferencia de carga.

11.12 REFUERZO DE SOBRECARPETA DE CONCRETO

Los sobrecarpetas de concreto continuamente reforzado con pasajuntas requieren de una cantidad adecuada de refuerzo para mantener unidas las grietas. En el diseño del refuerzo se debe considerar tanto la fricción entre la losa de sobrecarpeta, así como la fricción entre la losa y la base.

11.13 CAPAS DE ADHERENCIA Y SEPARADORAS EN SOBRECARPETAS DE CONCRETO

Se tomará en cuenta completamente la adherencia o separación de los sobrecarpetas de concreto. Las sobrecarpetas adheridas se deben construir para asegurar que el reencarpetao permanezca adherido a la losa existente. Por el contrario, las sobrecarpetas no adheridas se deben construir para garantizar que la capa de separación evite cualquier reflexión de grietas en la sobrecarpeta.

11.14 NIVEL DE CONFIABILIDAD DEL DISEÑO DEL SOBRECARPETA Y DESVIACION ESTANDAR PROMEDIO

Mediante los procedimientos descritos en el método AAS-HTO⁴ para pavimentos nuevos, se puede diseñar una sobrecarpeta para diferentes niveles de confiabilidad. Esto se logra a través de la determinación de la capacidad estructural (número estructural efectivo o espesor, NE_f o D_f , respectivamente) requerida para soportar el tránsito por el período de diseño al nivel deseado de confiabilidad.

El nivel de confiabilidad tiene un gran efecto sobre el espesor de la sobrecarpeta. Al variar el nivel de confianza usado para determinar SN_f o D_f entre 50 y 99%, se pueden producir espesores de sobrecarpeta que varían en 15 cm o más⁵ (Darter, Elliot, y Hall, 1992). Con base en pruebas de campo, parece razonable emplear un nivel de confiabilidad de diseño de aproximadamente 95%, pues se obtiene un espesor de la sobrecarpeta consistente con los recomendados para la mayoría de los proyectos encomendados por la Secretaría de Obras Públicas Estatales y Federales, cuando se usan las desviaciones estándares totales recomendadas en la Parte I y II de la guía de

la AASHTO, en su versión de 1993. Por supuesto, hay muchas situaciones para las cuales es deseable diseñar a un nivel de confiabilidad más alto o más bajo, dependiendo de las consecuencias de una falla en la sobrecarpeta. Se puede variar el nivel de confiabilidad que ha de usarse para diferentes tipos de sobrecarpetas. Esto debe ser evaluado por cada entidad responsable del proyecto para diferentes clasificaciones funcionales de las carreteras (o volúmenes de tránsito).

El diseñador debe estar consciente de que algunas fuentes de incertidumbre son diferentes para el diseño de sobrecarpetas que para el caso de diseños de pavimentos nuevos. Por lo tanto, las desviaciones estándar totales recomendadas para el diseño de pavimentos nuevos pueden no ser apropiadas para el diseño de sobrecarpetas.

El valor apropiado para la desviación estándar total puede variar también por el tipo de sobrecarpeta. Una fuente adicional de la variación es la incertidumbre asociada con el establecimiento de la capacidad estructural efectiva existente (SN_{ef} o De_f). Sin embargo, algunas fuentes de variación pueden ser más pequeñas para el diseño de sobrecarpetas que para el caso del diseño de pavimentos nuevos (ejemplo, estimación del tránsito futuro). Se requiere de investigación adicional para establecer mejor las desviaciones estándar para el diseño de sobrecarpetas. Por ahora, se recomienda usar 0.39 para cualquier tipo de sobrecarpeta de concreto, y 0.49 para cualquier tipo de sobrecarpeta de CA, lo que es consistente con la Parte I, Sección 4.3. de la Ref. 4.

11.15 AMPLIACION DEL PAVIMENTO

Se han colocado muchas sobrecarpetas CA sobre pavimentos CCP en combinación con el ensanche del pavimento (ya sea agregando carriles o ampliando un carril angosto). La tarea de ensanchar los pavimentos requiere de la coordinación entre el diseño de la sección ampliada del pavimento y la sobrecarpeta, no sólo para que la superficie sea funcionalmente adecuada, sino también para que tanto las secciones existentes como las que van a ampliarse sean estructuralmente adecuadas y compatibles. Muchos caminos cuyos carriles han sido ampliados han sufrido un deterioro serio a lo largo de la junta longitudinal debido a un diseño inapropiado. Las recomendaciones clave de diseño son las que se enuncian a continuación:

- ❖ Las "vidas" de diseño tanto de la sobrecarpeta como de la nueva construcción que ha de ampliarse deben ser las mismas, para evitar la necesidad de una rehabilitación futura a edades significativamente diferentes.
- ❖ La sección transversal ampliada generalmente debe corresponder lo mejor posible con el pavimento existente o con la sección transversal en tipo de material, espesor, refuerzo y espaciamiento de juntas; sin embargo, se puede utilizar un espaciamiento de juntas más corto.

- ❖ Para dar el ensanche, toda sección de losa de CCP debe sujetarse con varillas corrugadas a la cara de la losa de CCP existente. Las varillas de amarre o de sujeción se deben anclar firmemente y deben ser consistentes con los amarres usados en la construcción del pavimento nuevo (por ejemplo, varillas No. 5 de 75 cm de largo, lechadeadas y espaciadas a no más de 80 cm centro a centro).
- ❖ Se puede colocar un geotextil para el alivio de reflexión de grietas a lo largo de la junta longitudinal de ensanche.
- ❖ La sobrecarpeta generalmente debe tener el mismo espesor sobre la sección de ensanchada que en el resto del carril de tránsito.
- ❖ De ser necesario, se debe colocar un subdrenaje longitudinal.

11.16 ERRORES POTENCIALES Y POSIBLES AJUSTES EN EL PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DEL ESPESOR

Los espesores de sobrecarpeta obtenidos por medio de estos procedimientos deben ser razonables cuando el pavimento tiene una deficiencia estructural. Si el espesor de la sobrecarpeta no parece ser razonable, se puede deber a una o más de las causas siguientes:

- ❖ El deterioro del pavimento podría ser causado principalmente por factores no asociados a cargas. Un espesor de sobrecarpeta calculado en menos de cero o próximo a cero sugiere que el pavimento no requiere de un mejoramiento estructural. Si existe una deficiencia funcional, se puede colocar un espesor de sobrecarpeta tan mínimo como sea factible de construirse y que pueda resolver el problema.
- ❖ Pueden ser necesario hacer algunas modificaciones en los datos de entrada para diseñar la sobrecarpeta a fin de ajustar los procedimientos a las condiciones específicas de la entidad encargada del proyecto. Cada una de estas últimas debe probar los procedimientos de diseño de sobrecarpetas en proyectos reales para investigar la necesidad de modificaciones. La Referencia 5 contiene muchos ejemplos de diseño de sobrecarpetas que ilustran datos de entrada y resultados típicos.
- ❖ *Nivel de confiabilidad en el diseño de una sobrecarpeta, R.* Cada entidad responsable del proyecto debe revisar los niveles de confiabilidad de diseño recomendados para los diseños de sobrecarpetas, puesto que las recomendaciones que se dan en la Parte I de la Ref. 4 están orientadas para aplicarse en los diseños de pavimentos nuevos. Véase la Sección 11.14 de este capítulo sobre la discusión de la confiabilidad en el diseño de una sobrecarpeta.

- * *Desviación estándar total, So.* Los valores recomendados para el diseño de un pavimento nuevo pueden ser demasiado altos o demasiado bajos cuando se trata del diseño de una sobrecarpeta. Véase la Sección 11.14 acerca de la Desviación Estándar Total.
- * *Espesor efectivo de la losa y factores de ajuste del número estructural, NE.* Existen muchos aspectos relacionados con los espesores reales a considerar, así como en los NE que pueden requerir ajustes por parte de los encargados del proyecto.
- * *Módulo de Resiliencia de diseño de la capa de apoyo y valor k efectivo.* Específicamente, se debe usar un módulo de resiliencia que sea consistente con el incorporado en la ecuación de diseño para pavimento flexible en la Parte II, Sección 5.4.5. de la Ref. 4.
- * *Otros datos de entrada para el diseño podrían ser erróneos.* Los rangos de variación de los valores típicos para los datos de entrada se dan en las hojas de trabajo para el diseño de sobrecarpetas. Ver tablas anexas al final de este capítulo.

11.17 EJEMPLOS DE DISEÑOS Y DOCUMENTACION

La ya citada Ref. 5 proporciona muchos ejemplos de diseño de sobrecarpetas para pavimentos en diferentes regiones de los Estados Unidos. Esto puede aportar al diseñador una valiosa comprensión de los resultados obtenidos para proyectos reales. La Ref. 6 contiene documentación sobre los conceptos involucrados en los procedimientos de diseño de los sobrecarpetas⁶.

11.18 EVALUACION DE PAVIMENTOS PARA EL DISEÑO DE SOBRECARPETAS

Es importante llevar a cabo una evaluación del pavimento existente a fin de identificar cualquier deficiencia del tipo funcional y/o estructural, con objeto de seleccionar la reparación apropiada para la sobrecarpeta, los tratamientos para la reflexión de grietas y los diseños de sobrecarpetas para corregir estas deficiencias. Esta sección proporciona una secuencia de ayuda resumida para la evaluación del pavimento para el diseño de una sobrecarpeta.

11.18.1 Diseño de una sobrecarpeta a lo largo de un tramo

Los proyectos de rehabilitación de pavimentos involucran tramos de pavimentos que van desde algunos cientos de metros hasta varios kilómetros. Existen dos métodos para diseñar el

espesor de una sobrecarpeta para un proyecto, ambos tienen ventajas y desventajas. El ingeniero diseñador debe seleccionar el método que mejor se ajuste a la situación específica de diseño.

- * *Método de Sección Uniforme.* El proyecto se divide en secciones de diseño con condiciones relativamente uniformes. Cada sección uniforme se considera independientemente, y los datos de entrada para el diseño del sobrecarpeta se obtienen de cada sección que representa su condición promedio (ejemplo, espesor promedio, número promedio de grietas transversales por km, módulo de elasticidad promedio). Los datos de entrada promedio para la sección se usan para obtener un espesor único de sobrecarpeta para el tramo completo de la sección. Es importante señalar que se debe usar los datos de entrada promedio en el procedimiento de diseño AASHTO, ya que la confiabilidad de diseño se aplica posteriormente para dar el factor de seguridad apropiado.
- * *Método de Zonas Puntuales.* Los espesores de sobrecarpetas se determinan para puntos específicos a lo largo de una sección uniforme de diseño (ejemplo, cada 100 m). Todos los datos de entrada requeridos se determinan para cada punto de análisis, de modo que se pueda diseñar el espesor de la sobrecarpeta. Los factores que pueden cambiar de un punto a otro incluyen deflexión, espesores y condiciones físicas; usualmente otros datos de entrada son razonablemente constantes a lo largo del proyecto. Este método aparentemente requiere mucho más trabajo; sin embargo, en la realidad no requiere tanta laboriosidad adicional en el campo; únicamente más ciclos a través del procedimiento de diseño. Esto se puede hacer eficientemente usando una computadora.

El método de zonas puntuales produce un espesor requerido de diseño de sobrecarpeta para cada punto de análisis a lo largo del proyecto para un nivel dado de confiabilidad. Al seleccionar un espesor para la sección uniforme se debe tomar en cuenta que cada espesor de sobrecarpeta ya se ha incrementado para considerar el nivel de confiabilidad del diseño.

La selección de un espesor mayor que el promedio de los valores calculados representaría un diseño para un valor de confiabilidad más alto. Los espesores de sobrecarpeta de punto a punto pueden ser usados para dividir el proyecto en secciones de diferente espesor de diseño de sobrecarpetas si existe una variación sistemática a lo largo del proyecto, o se puede seleccionar un espesor uniforme de diseño para todo el proyecto.

Se pueden seleccionar áreas que tengan requerimientos de espesor inusualmente altos para llevar a cabo investigaciones de campo adicionales, y puede ser casi un hecho su reparación extensiva o su reconstrucción.

11.18.2 Evaluación funcional de un pavimento existente

El deterioro funcional se define como cualquier condición que afecte adversamente al usuario de carreteras. A continuación se proporcionan algunas soluciones de sobrecarpeta recomendadas para resolver problemas funcionales. Ver también la tabla siguiente:

Tabla 11.3		
Causa de Roderas	Capa(s) Causantes de los Roderas	Solución
Espesor total del pavimento inadecuado	Terreno de apoyo / capa subrasante	Sobrecarpeta gruesa
Capa granular inestable debido a saturación	Base o sub-base	Quitar capa inestable o sobrecarpeta gruesa
Capa inestable debido a baja resistencia al cortante	Base	Quitar capa inestable o sobrecarpeta gruesa
Mezcla CA inestable (incluyendo desprendimiento)	Superficie	Remover capa inestable
Compactación por tránsito	carpeta, base, subbase	Fresado de la superficie y/o nivelación de la sobrecarpeta
Desgaste por llantas con irregularidades	Carpeta de rodamiento	Fresado de la superficie y/o nivelación de la sobrecarpeta

Fricción superficial e hidropilado

Todo tipo de pavimentos. En climas húmedos se manifiesta una fricción pobre debido al pulido de la superficie (macrotextura y/o microtextura inadecuados). Se puede utilizar una sobrecarpeta delgada que sea adecuada para el nivel de tránsito y así remediar este problema.

Pavimentos con carpeta de CA. Se puede presentar fricción pobre debido a sangrado de la superficie. Podría requerirse el fresado de la superficie de CA para quitar el material con humedecimientos excesivos, con objeto de evitar mayor sangrado a través de la sobrecarpeta, y eliminar así roderas debido a la inestabilidad. Después del fresado, puede usarse una capa friccional de estructura abierta o un espesor de sobrecarpeta que sea adecuado para el nivel de tránsito, a fin de remediar este problema.

Pavimento con carpeta asfáltica. Hidropilado y salpicaduras debidos a las roderas. Es importante determinar cuál o cuáles capas están sufriendo daños por roderas y tomar la acción correctiva apropiada.

Rugosidad de la superficie

Todo tipo de pavimentos. Distorsión ondulatoria de gran longitud en la superficie, incluyendo levantamientos y expansiones. Este problema normalmente se corrige mediante una sobrecarpeta de nivelación o compensación con un espesor variable (espesor adecuado en las crestas o puntos altos).

Pavimento con carpeta CA. La rugosidad es provocada en grietas transversales deterioradas, grietas longitudinales y baches. Una sobrecarpeta convencional corregirá la aspereza sólo de forma temporal, hasta que las grietas se reflejen a través de ella. El problema se puede corregir mediante la reparación del pavimento en toda la sección transversal en las áreas deterioradas, completada con una sobrecarpeta CA más gruesa que incorpore un tratamiento para el control de reflexión de grietas.

Pavimentos con carpeta de CA. Por desprendimientos en la carpeta. Para remediar este problema, se puede usar una sobrecarpeta de CA delgada. Se podría requerir el fresado de la superficie existente para quitar el material deteriorado a fin de evitar la pérdida de adherencia. Si el desmoronamiento en los bordes se debe a desprendimientos, se debe quitar la capa completa, ya que el descascamiento continuará y puede acelerarse por debajo de la sobrecarpeta recién colocada.

Pavimento con superficie CCP. Rugosidad por astillamiento (incluyendo baches) y desperfectos en juntas transversales, longitudinales y grietas. El astillamiento se puede resolver reparando la sección completa o parcialmente, sólo donde se usen materiales rígidos. En general, los desperfectos se pueden corregir por medio de una sobrecarpeta de espesor adecuado; no obstante, en general las anomalías son indicativo de una transferencia de carga pobre y un subdrenaje deficiente. La transferencia de carga inadecuada provocará el astillamiento de grietas ya reflejadas en una sobrecarpeta de CA. De igual modo, podría ser necesario mejorar el subdrenaje.

En ocasiones resulta acertado aplicar lo que se ha llamado "sobrecarpeta preventiva" con la intención de retrasar la velocidad de deterioro. Este tipo de sobrecarpeta incluye CA o de concreto hidráulico delgado y varios tratamientos de superficie. Esto se puede aplicar a pavimentos que no presentan una deficiencia funcional o estructural inmediata, pero cuya condición podría deteriorarse rápidamente en el futuro.

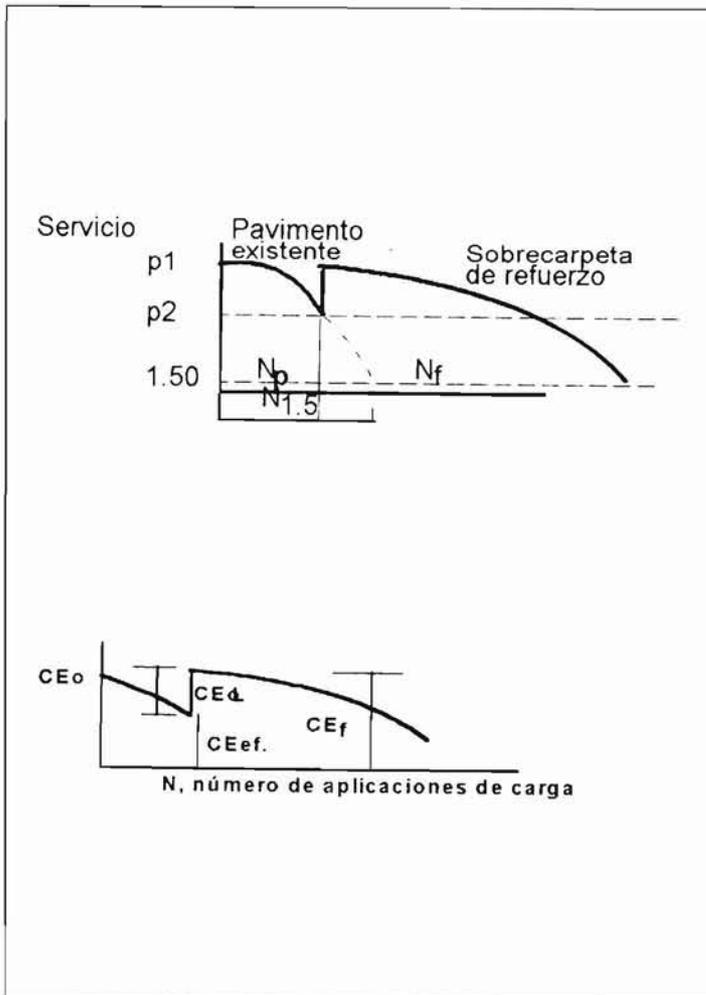


Figura 11.7 Pérdida de la capacidad estructural con el tiempo debido al tráfico.

Los diseños de sobrecarpetas (incluyendo espesor, reparaciones previas y tratamientos para grietas por reflexión) se deben dirigir a las causas de los problemas funcionales para evitar su reparación.

Esto sólo puede lograrse a través de criterios ingenieriles sanos, y requiere de experiencia para resolver los problemas específicos involucrados. El diseño de la sobrecarpeta requerida para corregir problemas funcionales se debe coordinar con la requerida para corregir cualquier deficiencia estructural.

11.18.3 Evaluación estructural del pavimento existente

El deterioro estructural se define como cualquier condición degenerativa que reduce la capacidad del pavimento para soportar cargas. Los procedimientos de diseño de sobrecarpetas presentados aquí se basan en el concepto de que el tiempo y las cargas de tránsito reducen la capacidad del pavimento para soportar cargas y se puede diseñar una sobrecarpeta para aumentar la capacidad del pavimento con objeto de que soporte cargas durante un período de diseño futuro.

La Fig. 11.7 ilustra los conceptos generales de deficiencia estructural y de capacidad estructural efectiva. La capacidad

estructural de un pavimento cuando es nuevo se denota como CE_o . Para pavimentos flexibles, la capacidad estructural es el número estructural SN (o N.E). Para un pavimento rígido, la capacidad estructural corresponde al espesor de la losa D . Para pavimentos compuestos existentes (CA/CCP) la capacidad estructural se expresa como un espesor de losa equivalente.

La capacidad estructural declina con el tiempo y con el tránsito, y para cuando se realiza una evaluación para el diseño de la sobrecarpeta, la capacidad estructural ha disminuido a CE_{ef} . La capacidad estructural efectiva para cada tipo de pavimento se expresa como sigue:

- * Pavimentos flexibles: NE_f , (Número Estructural efectivo)
- * Pavimentos rígidos y compuestos: D_{ef}

Si se requiere una capacidad estructural CE_f para el tránsito futuro esperado durante el periodo de diseño de la sobrecarpeta, se debe agregar una sobrecarpeta a la estructura existente que tenga una capacidad estructural de CE_o (es decir, $CE_f - CE_{ef}$). Este método para el diseño de una sobrecarpeta comúnmente se llama método de deficiencia estructural. Como es lógico pensar, la capacidad estructural de sobrecarpeta requerida se puede corregir razonablemente bien únicamente si la evaluación de la capacidad existente es correcta. En rigor el objetivo principal de la evaluación estructural es determinar la capacidad estructural efectiva.

La velocidad de deterioro en la gran mayoría de los casos no es lineal, es decir, no existe relación directa entre el número de repeticiones, N , y la capacidad estructural, $C.E.$, o el índice de servicio. Cada tramo será diferente. No existe tampoco un método único para dictaminar la capacidad estructural efectiva. Se debe considerar los materiales del pavimento actuales, y se deberá prever su comportamiento a futuro. Existen tres maneras básicas de evaluar la $C.E.$:

- * Capacidad estructural, $C.E.$, basada en monitoreo del estado actual (inspección ocular): se basa en la inspección ocular. Incluye un levantamiento físico de las condiciones actuales de daños, drenaje, rugosidad, etc.
- * En base al monitoreo con pruebas no destructivas, PND. Con este tipo de pruebas se busca medir directamente a lo largo del proyecto la rigidez de la superficie de apoyo y de las capas que conforman el pavimento.
- * Basado en el daño por fatiga inducido por tránsito: se fundamenta en el conocimiento del tránsito que se tenga hasta la fecha para el diagnóstico de los efectos causados por la fatiga en el momento presente. De esta manera, puede asignársele una vida remanente al pavimento. Este método funciona mejor cuando no son tan visibles los deterioros en el pavimento.

a) Basado en monitoreo físico y ensaye de materiales

Inspección ocular: Una parte esencial de toda evaluación es un recorrido técnico sobre el tramo proble-

ma. Esto, junto con el estudio de los planos y documentos de *proyecto y construcción, además de los programas de mantenimiento*, permitirá dar una idea más aproximada sobre el estado del camino. Se buscará identificar, clasificar y ordenar el tipo, frecuencia y causas probables de los daños. A continuación se enlistan las causas más comunes en los diferentes tipos de pavimentos. Es importante señalar que algunos de estos problemas no tienen su origen en las cargas impuestas por el tránsito, sino que se deben a otros factores. En todo caso, tales problemas se incrementan por las cargas.

Pavimentos asfálticos

- * Fallas por fatiga, la cual produce en la superficie una textura del tipo de piel de cocodrilo. Se requiere bacheo o sobrecarpeta de refuerzo para evitar su recurrencia
- * Roderas en la ruta de tránsito de las llantas. Agrietamiento transversal y longitudinal que degeneran en baches.
- * Areas de falla puntuales en proceso de desintegración y que causan el colapso de las carpetas de rodamiento, por ejemplo PCC con fuertes desprendimientos de agregados o bloques de concreto desprendidos, problemas de durabilidad en el concreto o "D cracking", problemas en capas sub-base y/o de subrasante. Cuando la zona dañada no es de gran extensión se podrán ejecutar reconstrucciones a sección (o peralte de losa) completa. En caso contrario, será menester una sobrecarpeta para restablecer la capacidad estructural en las zonas más débiles.

Pavimentos de concreto

- * Agrietamiento transversal y longitudinal (por fracturas y por desprendimientos). Normalmente, se deberán remediar las anomalías previo a la colocación de la sobrecarpeta, si se quiere evitar la reflexión de grietas en esta última. Esta reparación se deberá hacer de preferencia en la sección completa. Desde luego, cuando se utilicen sobrecarpeta desligadas se podrá prescindir de preparaciones costosas.
- * Rotura de esquinas en agrietamientos y juntas transversales. Se deben reparar en toda su sección o peralte, y a todo lo ancho del carril. Esto no se requiere hacer en el caso de sobrecarpeta de PCCP Y R, PCSP y PCCP.
- * Fallas locales en losas, con desintegraciones causantes de desportillamientos y baches. (por ejemplo las causadas por alternancias de congelamiento y deshielo en ciertos agregados o "D cracking, reacción álcali-agregado, y otros problemas de durabilidad en el concreto). Algunos espesores de sobrecarpeta o reparaciones previas pueden ser incluso prohibitivas.
- * Fallas de placa, principalmente en los del tipo PCCR. Esto requiere una reparación a sección completa. La colocación de una sobrecarpeta reducirá sensiblemente la ocurrencia de este problema.

Monitoreo del subdrenaje. Junto al levantamiento físico de daños, se deberán monitorear las características de drenaje, para así detectar problemas relacionados con agua y tomar las medidas correctivas una vez que se coloque la sobrecarpeta.

Extracción de núcleos y ensaye de materiales. Se deben obtener núcleos de exploración para investigar las causas de los deterioros. La localización de esta exploración será función de lo observado en el monitoreo y de las Pruebas No Destructivas, PND.

Siempre resulta recomendable obtener núcleos, ya que a través de éstos se miden espesores e información igualmente importante. Los programas de ensayos en estos corazones servirán para determinar la evolución del comportamiento de los materiales *in situ* en comparación con los de proyecto, o con los que se utilizaría en un pavimento nuevo. Algunas de las pruebas típicas en núcleos recuperados son, por ejemplo, la de resistencias, de distribución granulométrica, su degradación, dureza, etc., en particular en carpetas asfálticas y de CCP.

b) Capacidad estructural basada en pruebas de deflexión no destructivas

Mediante las pruebas no destructivas, PND, se podrán obtener, a bajo costo, propiedades importantes de las capas que forman el pavimento.

Dependiendo del tipo de pavimento, se podrá obtener información variada de las PND. En el caso de pavimentos rígidos, la evaluación con este tipo de pruebas arroja: información sobre:

- * transferencias de carga en juntas y agrietamientos,
- * el valor efectivo del módulo de reacción, k_{ef} ,
- * estimación del módulo de elasticidad del concreto, y con ello el de su resistencia. Por otro lado, en el caso de pavimentos flexibles, estas pruebas nos sirven para conocer:
 - * módulo de resiliencia de los suelos de apoyo, y
 - * el valor del Número Estructural efectivo, $N.E._{ef}$.

Además, mediante PND es posible diferenciar tramos de condición estructural igual o análoga, ayudando así al diseño del camino por reestructurar. También podemos estimar el módulo de resiliencia en cada una de las capas que componen el pavimento.

c) Capacidad estructural basada en la vida remanente

El concepto de vida remanente se ilustró en la Fig. 11.7. Esencialmente, lo que esta ilustración muestra es el daño por fatiga que el pavimento sufre por la acción del tránsito, el cual reduce su capacidad para absorber más de este último hasta

llegar a la falla. Para un tiempo dado, quizás no se observen daños apreciables, sin embargo, su capacidad estructural ha disminuido a un valor tal que este último es menor respecto a la capacidad de carga estructural futura, esto es, el número de ejes que el pavimento sea solicitado a tomar en el futuro.

Para determinar la vida remanente, el proyectista debe determinar el número de ejes que el pavimento ha soportado hasta la fecha, y estimar el número de cargas que podrá tomar hasta su "falla" (cuando el valor del índice de servicio sea de 1.5). Ambas cantidades de tránsito se deben expresar en términos de 8.2 ton (ESAL's de 18 kips). La diferencia entre ambas cantidades, expresada como porcentaje del tránsito total a la "falla", se define como Vida Remanente:

$$V.R. = 100 \left[1 - \frac{N_p}{N_{1.5}} \right] \quad \text{Ec. 11.1}$$

V.R. = vida Remanente

N_p = tránsito total a la fecha, ESAL's de 8.2 ton (18 kips)

$N_{1.5}$ = tránsito total hasta la "falla", ESAL's de 8.2 ton (18 kips)

Una vez conocido el valor de V.R. se podrá determinar mediante la Fig. 11.8 el factor de condición, el cual se define como:

$$CF = \frac{C \cdot E_n}{C \cdot E_o} \quad \text{Ec. 11.2}$$

Donde:

$C E_n$ = capacidad estructural del pavimento después de N_p ESAL's

$C E_o$ = capacidad estructural original

De esta manera, la capacidad estructural actual es el producto de la C.E. original y el factor de condición CF. Para un pavimento dado, se puede estimar el Número Estructural, N.E., original a partir de sus espesores de las capas que lo componen y los coeficientes estructurales de cada uno de ellos (AASHTO 1993). El valor del N.E. efectivo será entonces:

$$N.E.ef. = CF * N.E.o \quad \text{Ec. 11.3}$$

Esto constituye un valor límite mínimo, sin considerar cualquier reparación previa a la sobrecarpeta. Para la determinación aproximada de la vida remanente, V.R., el valor de $N_{1.5}$ puede estimarse mediante la ecuación para pavimentos nuevos de la AASHTO o nomogramas de solución de este criterio, o algunos aceptados por las dependencias que encomienden el proyecto.

Si se emplea criterio ya citado, se deberá emplear un índice de servicio terminal o de nivel de rechazo de 1.5, con una confiabilidad del 50%, para ser consistente con la prueba experimental de la AASHTO original.

En caso de que el tránsito presente N_p sea mayor al de falla, $N_{1.5}$, lo cual resultaría en una V.R. negativa, se recomienda utilizar el valor C.F. mínimo de 0.50, o en caso extremo no utilizar el concepto de V.R.

Las fuentes de error en este enfoque para la determinación de $N.E. ef$ y D_{ef} son:

- * La capacidad de predicción que pudiese tener la ecuación de la AASHTO derivada del tramo de prueba.
- * El comportamiento tan diferente que se observa incluso en tramos de igual diseño.
- * Estimación de los ESAL's pasados.
- * Esta metodología, V.R., no toma en cuenta si realmente se realizaron trabajos previos que se pudiesen ejecutar antes de la colocación de la sobrecarpeta de refuerzo. En los casos de pavimentos muy deteriorados, los valores de N_{Eef} y D_{ef} pueden resultar muy bajos mediante este método, en comparación con otras metodologías que toman en cuenta reparaciones previas a la aplicación de sobrecarpetas. Así, el método de V.R. es aplicable a pavimentos con daños visibles.

Los resultados con este enfoque en algunas ocasiones pueden conducir a resultados engañosos. Se pueden presentar dos errores extremos con el enfoque de Vida Remanente:

- * En un pavimento dado puede existir poca vida remanente, aun si los daños por cargas de tránsito no sean tan evidentes. Mientras que los daños asociados a fatiga pueden existir sin agrietamiento aparente, no debe presentar mucho daño, pues de otra manera la estructura del pavimento presentaría un cuadro de agrietamiento francamente pronunciado. Si existe poco agrietamiento debido a cargas de tránsito y en niveles bajos de severidad, el pavimento podría tener todavía una V.R. alta, sin importar lo que sugiera el cálculo de la V.R. basado en el tránsito.
- * La V.R. podría ser extremadamente alta aunque existan evidencias de grietas de severidad media a alta atribuibles al tránsito vehicular. En este caso el pavimento en realidad tiene una V.R. baja.

En cualquier punto intermedio de estas dos condiciones extremas, la determinación de la V.R. basándose exclusivamente en el tránsito pasado no nos permitirá conocer los daños por fatiga. Pero también deducir el daño por medio de observaciones puede resultar más difícil. Si la V.R. calculada no concuerda razonablemente bien con la cantidad y severidad de daños presentes asociados con carga, entonces no se recomienda utilizar el enfoque de V.R. para medir la capacidad estructural del pavimento existente.

El enfoque de V.R para determinar la capacidad estructural no es aplicable directamente, sin modificaciones, a pavimentos que ya han sido reforzados con sobrecarpetas.

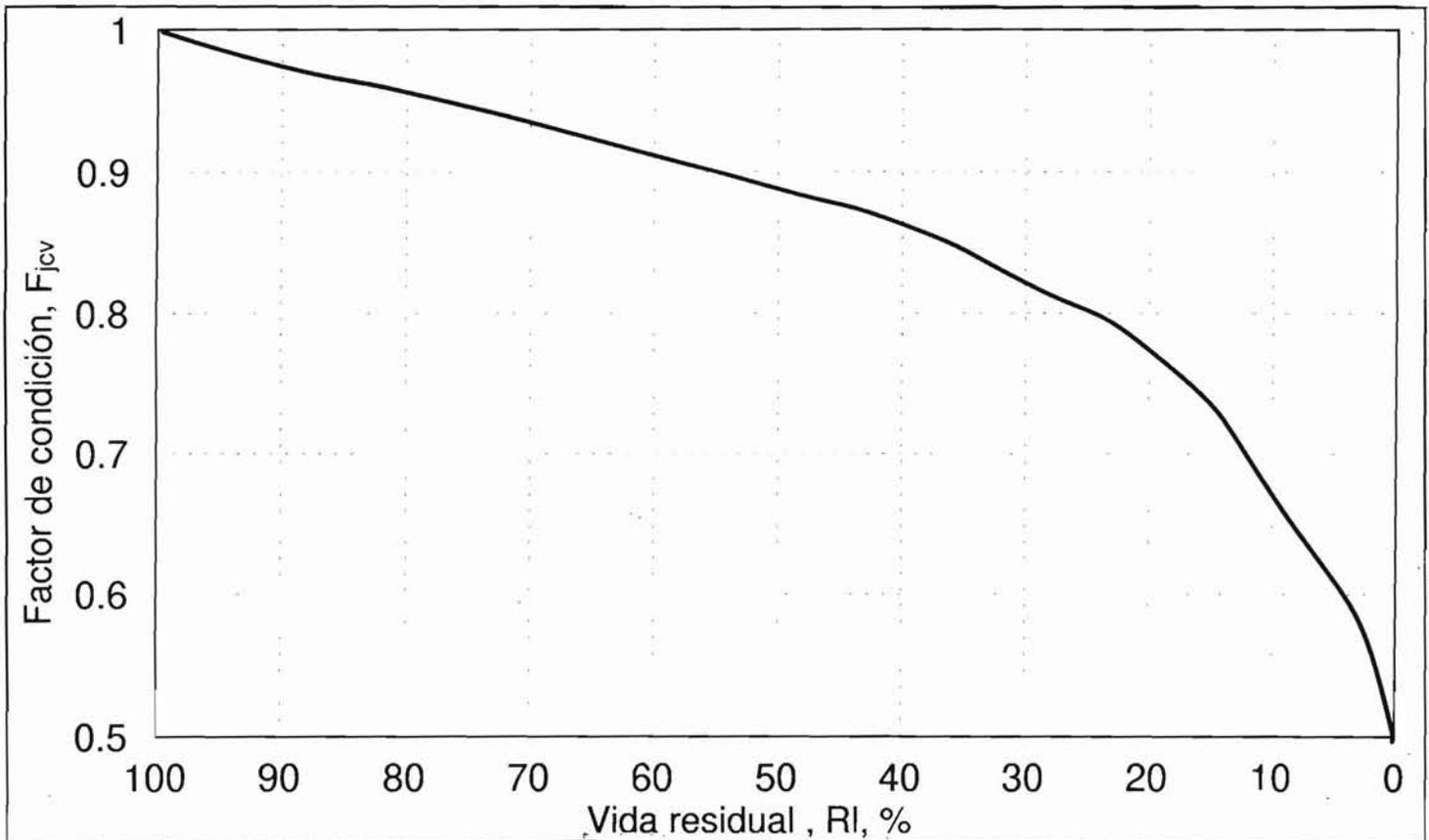


Figura 11.8 Relación entre el factor de condición y vida remanente.

11.18.4 Módulo de resiliencia M_R y su determinación para diseño

El módulo de resiliencia, M_R , se emplea para caracterizar a las capas de apoyo del pavimento (terreno natural y capas subrasantes). Este módulo es una medida de las propiedades elásticas de los suelos, considerando también sus propiedades o respuestas no lineales. Este parámetro se puede utilizar directamente en el diseño de pavimentos flexibles, no así en los del tipo rígido, en donde se tiene que transformar a módulos de reacción (valor de "k", en $\text{kg/cm}^2/\text{cm}$). Este último valor de preferencia podrá ser obtenido directamente de mediciones de campo. La forma de obtener M_R en laboratorio se describe en el método de prueba de la AASHTO T 274.

Dado que no todos los laboratorios cuentan con este equipo, se han creado correlaciones más o menos confiables, respecto a los VRS, valor de resistencia, R, o índices de suelos. Sin embargo, se recomienda hacer determinaciones directas de M_R en el laboratorio en probetas convenientemente preparadas. En caso de que se trabaje con correlaciones, éstas se obtendrán para los materiales naturales y equipos disponibles de cada región y dependencia.

Las guías de diseño de la AASHTO, 1993 (Ref. 4, cap. 1) proponen la siguiente correlación:

$$\bar{M}_R = 1500 \text{ VRS} \quad \text{Ec. 11.4}$$

Donde:

VRS = Valor Relativo de Soporte de acuerdo con el Cuerpo de Ingenieros de E.U.A:

Esta correlación se considera aceptable para suelos finos saturados, de VRS < 10

El valor del módulo elástico en condiciones dinámicas (o de resiliencia) de los suelos está influenciado por los procedimientos constructivos y en particular por la compactación lograda en el sitio. La siguiente es una lista de requerimientos adicionales al momento de preparar una especificación:

- * Cuando no se cumplan en campo los requisitos básicos de grados de compactación alcanzados a través del control de pesos volumétricos secos máximos, PVSM, entonces se deberán hacer ajustes al M_R .
- * Cuando se tengan suelos muy resilientes o expansivos en un tramo dado, éstos deberán cubrirse, si es posible, con una cubierta de suelos seleccionados de banco, para mitigar el efecto nocivo de los mismos. En ocasiones, los del tipo expansivo pueden mejorarse si se compactan a humedades del orden del 1 a 2% por arriba de la óptima. En otras puede resultar más económico tratar estos suelos de alta resiliencia y/o expansión mediante cal y cemento, o aislar con geomembranas buena parte del espesor de estos suelos, a fin de aminorar posibles cambios en la humedad.
- * Se deben evitar todos los suelos de tipo orgánico. En estos casos, si el depósito es muy superficial, deberá removerse y substituirse por suelos de banco de presta-

mo de materiales. Cuando no sean tan profundos, deberán ser preconsolidados con terraplenes de carga (o de precarga), y aun empleando drenes verticales para acelerar el proceso de consolidación.

- * En aquellos casos en los que existan variaciones importantes en el tipo de suelos de apoyo, es conveniente escarificar y colocar material producto de banco o colocar una capa mejorada o estabilizada con cemento portland o cal. También se puede sobreexcavar y colocar rellenos de material seleccionado tanto en cortes como en terraplenes. Cuando existan variaciones fuertes en el terreno de apoyo, se justifican incluso ajustes en espesores de las capas de sub-base.
- * Aunque se suponga que en un proyecto nuevo se hayan hecho provisiones de drenaje y subdrenaje, es necesario verificar que el sistema de desalojo de agua funcione lo mejor posible, sobre todo en las zonas en donde los cambios de humedad sean importantes en algunos tipos de suelos, y si esto se conjuga con condiciones topográficas adversas, como los resumideros sin salida, planicies sujetas a inundación, todo en presencia de suelos altamente plásticos, susceptibles a cambios volumétricos o a pérdida de la resistencia, del tipo expansivo, etc. Incluso quizás convenga colocar capas de material drenante para la colección de agua, y tubos drenantes para coleccionar y desalojar fuera de la estructura del pavimento el agua. Algunas obras complementarias tales como zanjas, cunetas y diques de acopio de agua, requieren superficies drenantes especiales.
- * Algunos suelos extremosos, como arcillas altamente plásticas, y suelos granulares libres de finos en estado seco no permiten su acomodo y compactación adecuados, debido a su movilidad. En estos casos se sugiere
 - * el empleo de mezclas, por ejemplo con suelos granulares en el primero de los casos;
 - * adición de aditivos a los suelos granulares, para darle cierta cohesión;
 - * la adición de aditivos acelerantes del secado en materiales arcillosos plásticos, para ganancia temprana de resistencias al esfuerzo cortante,
 - * en ocasiones se debe colocar una capa de material seleccionado, a manera de "plataforma de trabajo" sobre los suelos difíciles y facilitar las maniobras de equipo.

Los valores del módulo de resiliencia, M_R , se asocian a la condición de material en estado compacto. Sin embargo, si los suelos son débiles, se deberán considerar condiciones de apoyo en suelos sin compactar.

Obtención del \bar{M}_R

El módulo de resiliencia del terreno y/o de las terracerías, \bar{M}_R , puede obtenerse a través de

- * ensayos de laboratorio,

- * determinación indirecta a través de PND,
- * correlación con otros parámetros (valor R, VRS, etc.),
- * de acuerdo con la información del diseño original y los datos de construcción. Independientemente del método de estimación de M_R , el valor deberá ser congruente con los empleados para la formulación correspondiente a la capa de apoyo que caracterizó al tramo de prueba AASHTO. Esto es más válido para el caso de estimarlo a partir de las PND, en donde el valor de este módulo resulta muy alto y no consistente con el empleado en la ecuación resultante de diseño propuesta a partir de la citada prueba. En estos casos este valor deberá ser ajustado, ya que estaría del lado de la inseguridad, y el diseño sería incorrecto.

El valor de M_R a partir de PND normalmente a base de deflectómetros se calcula como:

$$\bar{M}_R = \frac{0.24 P}{d_r r} \quad \text{Ec. 11.5}$$

Donde:

\bar{M}_R = módulo de resiliencia del terreno de apoyo (en kg/cm^2).

d_r = deflexiones medidas a una distancia radial r (en cm).

r = distancia radial a la cual la deflexión se mide (en cm).

La ecuación se fundamenta en que las mediciones más retiradas del lugar de la carga en realidad miden las deflexiones que sufre la capa de apoyo o subrasante, y es independiente del radio del área que configura el cargada. Para hacer este enfoque práctico, se utiliza la medición lo más cercana posible a la carga, pero lo suficientemente retirada de tal forma que la carga ya no represente influencia en los geófonos de medición perimetrales.

El valor de M_R así obtenido deberá afectarse por un factor de ajuste C , para hacer que su valor sea consistente con la capa subrasante empleada en la formulación de AASHTO. Se recomienda utilizar un valor de C no mayor de 0.33 para ajustar el valor determinado indirectamente de M_R . De esta manera:

$$\bar{M}_R = C \left[\frac{0.24 P}{d_r r} \right] \quad \text{Ec. 11.6}$$

Lo anterior toma en cuenta el hecho de que los valores medidos indirectamente a través de PND siempre han resultado, según varios estudios (REF. 3, pp III-91), hasta tres veces el valor medido en el laboratorio. Este tipo de consideraciones tiene mucha incidencia en el cálculo de sobrecarpetas flexibles.

11.19 METODOS DE DISEÑO

Por lo menos en los países de Norteamérica, antes de 1960 los diseños de sobrecarpetas eran casi empíricos ya que se

basaban exclusivamente en la experiencia. Fue en esos años que se inició de manera profusa las pruebas de evaluación estructural del tipo no destructivo, PND. Casi en todas las dependencias encargadas de los proyectos prevalecen los criterios de diseño que consideran a la capa de refuerzo como si se tratase de un *pavimento nuevo*, con la única salvedad de que ahora se toma en cuenta la *vida remanente*, V.R., de la estructura existente, para que sirva como cimentación a la nueva capa. Si se pretende diseñar un pavimento compuesto (concreto asfáltico con capas de concreto hidráulico) se deberá tomar al pavimento existente con el 100% de vida remanente, VR, o como nuevo.

Existen tres categorías básicas de metodologías de diseño:

- ❖ el enfoque de espesores efectivos,
- ❖ el de deflexiones, y
- ❖ metodologías empírico-mecanístico.

Independientemente del tipo de diseño y del de sobrecarpeta, se deberá realizar un levantamiento o monitoreo de la situación del camino, de sus subzonas, en caso de existir, tomando en cuenta la edad, tipología de daños, severidad de estos últimos, y tránsito.

La clasificación de subtramos podría, incluso, conllevar diseños de sobrecarpetas diferentes para un mismo proyecto de reconstrucción.

11.19.1 Enfoque de espesores efectivos

Se fundamenta en el hecho de que, para soportar el tránsito actual y futuro, una superficie de rodamiento requiere un espesor de sobrecarpeta de refuerzo que resulte de la diferencia entre el pavimento considerado como *nuevo* y el espesor *efectivo* del existente:

$$D_{SC} = D_n - D_e \quad \text{Ec. 11.7}$$

h_{SC} representa el espesor de sobrecarpeta, h_n el espesor de un pavimento considerado nuevo, y h_e el espesor del existente. El método supone que el espesor actual del pavimento es función del tránsito que haya soportado, siendo "mayor" conforme más nuevo, y haciéndose más delgado conforme va teniendo menos capacidad de soportar cargas, es decir, conforme tenga mayor edad. En la ecuación anterior cada uno de sus términos será convertido a espesor de concreto asfáltico o de losa de CCP, según el caso. Dado que el espesor efectivo en un tiempo dado del pavimento es función del estado, espesor, y tipo de cada una de las capas que lo componen, se le llama también a este enfoque procedimiento de Análisis de Componentes.

La ecuación que más se ha difundido es la del Cuerpo de Ingenieros de E.U.A., CIUSA, la cual es el resultado de tramos experimentales ejecutados por tal institución, y actualmente es adoptada en forma por la AASHTO. Tiene la siguiente forma:

$$h_{SC} = \sqrt[n]{h_n^n - C'h_e^n} \quad \text{Ec. 11.8}$$

Aquí h_e es el espesor del pavimento existente, no el efectivo como en la ecuación anterior. El valor de "n" define el tipo de sobrecarpeta y el de C, refleja la condición de la superficie de rodamiento, y tienen los siguientes valores:

Tabla 11.4 Pavimentos de dimensionamiento	
n = 2	Sobrecarpeta no adherida.
n = 1.4	Para sobrecarpetas colocadas directamente sobre el pavimento existente
n = 1.0	Sobrecarpeta ligada.
C' = 1.0	Para pavimentos libres de daño. estructurales importantes. Poco agrietamiento.
C' = 0.75	Pavimentos existentes para agrietamiento transversal inicial, agrietamiento en esquinas debido tránsito, pero sin agrietamiento progresivo, y cuando este último es reciente.
C' = 0.35	Pavimento seriamente fracturado y dañado.

Nótese, por ejemplo, que cuando $C' = 1$ y $n = 1$, las dos ecuaciones anteriores son iguales en forma, no así en significado, ya que en la primera de ellas h_e es el espesor efectivo, mientras que en la segunda es el existente. De esta manera, al aplicar estos valores en la segunda ecuación ello indicaría que el pavimento existente, en el caso de ser concreto, estaría como si fuese nuevo, libre de daños por fatiga, o cualquier deterioro por cargas o intemperismo. Ello desde luego no podrá ser el caso, y está en contra del concepto de vida remanente, V.R., que se discutió anteriormente.

11.19.2 Enfoque por deflexiones

Cuanto mayores deflexiones se registren en la superficie de rodamiento, mayor es la debilidad en las capas que componen la estructura del pavimento. Para este propósito se miden exclusivamente las deflexiones directamente bajo la carga. No se deben confundir con medición de deflexiones mediante transductores para obtener la configuración de desplazamientos, de los utilizados en los métodos empírico-mecanísticos. Este método se basa sólo en la relación empírica entre deflexión-espesor de sobrecarpeta (caso de reencarpetao con concreto asfáltico, Instituto del Asfalto, aunque se utiliza en algunos departamentos de transportes de E.U.A., de Canadá y el Reino Unido).

11.19.3 Enfoques empírico-mecanísticos

Al igual que si se tratase de pavimentos nuevos, estos enfoques consideran los esfuerzos críticos, deformaciones y deflexiones por cualquier método mecánico, y la predicción de los daños resultantes se hace con base en criterios de falla empíricos. También aquí será necesario evaluar las condiciones físicas actuales del pavimento, para que posteriormente se pueda determinar el espesor de la sobrecarpeta. En ambos casos, pavimento existente y sobrecarpeta, los daños deberán estar en límites aceptables.

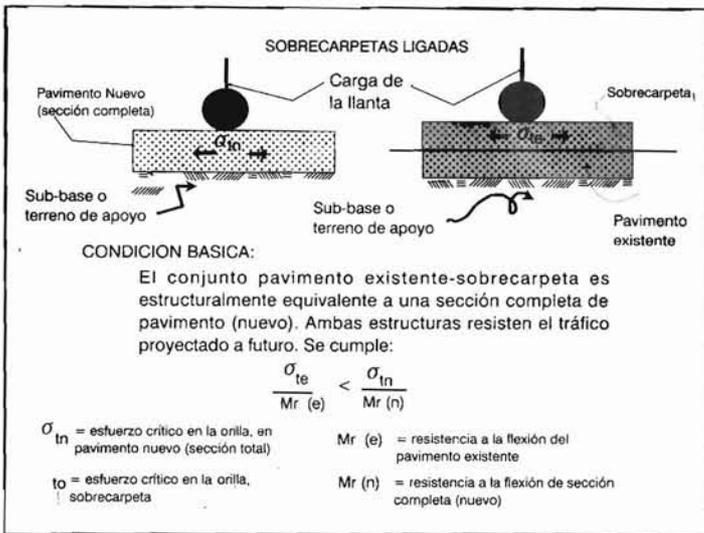


Figura 11.9 Concepto de equivalencia de esfuerzos.

El criterio de falla empleado en sobrecarpetas de CCP es el de agrietamiento por fatiga. Aquí ya no rige tanto el criterio de erosión (como el propuesto por la PCA de EUA, para pavimentos nuevos), ya que se utiliza el pavimento existente como base de apoyo, y se considera como no erosionable.

El método de sobrecarpeta de refuerzo es válido cuando el pavimento existente tiene una vida remanente, definida esta última como:

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} < 1 \quad \text{Ec. 11.9}$$

En donde n_i es el número real de pasadas para un grupo de carga i -ésimo, y N_i el número de repeticiones o pasadas permisible, m es el número de grupos de ejes o cargas. Si el pavimento existente no tiene VR, entonces la sobrecarpeta se representa como una capa superior de un conjunto de dos, siendo la inferior el pavimento existente. El módulo de la capa de apoyo es función del estado de este último.

Agrietamiento por fatiga

Primeramente, se determina la VR del pavimento existente mediante la relación:

$$\frac{n_r}{N_a} = 1 - \frac{n_e}{N_a} \quad \text{Ec. 11.10}$$

En donde:

n_r = número de pasadas adicionales que pueden aplicarse al pavimento existente después de la sobrecarpeta

N_a = Número de carga permisible del pavimento existente antes de la sobrecarpeta

n_e = número de repeticiones actuales del pavimento existente antes de la ejecución de sobrecarpeta

Posteriormente, con base en los esfuerzos de tensión y las correspondientes deformaciones en el lecho inferior del pavimento existente una vez colocada la sobrecarpeta, se determina el número permisible de repeticiones de carga del pavimento reforzado.

Dado que el pavimento existente no es nuevo y tiene una vida remanente, VR, de n_r/N_a , el número de repeticiones debe multiplicarse por n_r/N_a para obtener las repeticiones permisibles después de la sobrecarpeta.

11.19.4 El método de la PCA

Según ya se mencionó en párrafos anteriores, existen tres grandes categorías de sobrecarpetas en pavimentos de CCP:

- * Adheridas.
- * No adheridas.
- * Parcialmente adheridas (para efectos de diseño, depende de la cantidad de adhesión entre las dos carpetas).
- * y una cuarta opcional: refuerzos a pavimentos asfálticos deteriorados que caen de hecho en la tercera categoría, a saber, adhesión parcial entre concreto y asfalto.

Evaluación del pavimento existente

Como parte de la mayoría de los diseños, se debe ejecutar una evaluación de las condiciones actuales del pavimento. Esto se puede hacer mediante:

- * Inspección ocular o monitoreo físico,
- * pruebas no destructivas, y
- * evaluación de los materiales a través de ensayos de laboratorio.

Levantamiento físico

Estas actividades estarán enfocadas a un levantamiento de daños, su frecuencia, tipología y severidad. Esto permitirá subdividir los tramos en subzonas caracterizadas por los mismos problemas, ya sean de diseño, tránsito, localización o construcción. En proyectos pequeños se debe monitorear todo el tramo; en caminos de gran extensión se tomarán secciones tipo a partir de 10 a 20 losas. Posteriormente se seleccionarán al azar tales unidades muestra. Se recomienda utilizar del 25% al 50% de cada una de las secciones (muestra tipo). La frecuencia de muestreo dependerá de la geometría y de las condiciones generales. En cada una de la muestras o secciones se determinará el tipo, severidad y extensión de los daños. Después se clasifica si el daño es bajo, medio o alto. En este último caso, se harán las reparaciones necesarias antes de colocar la sobrecarpeta.

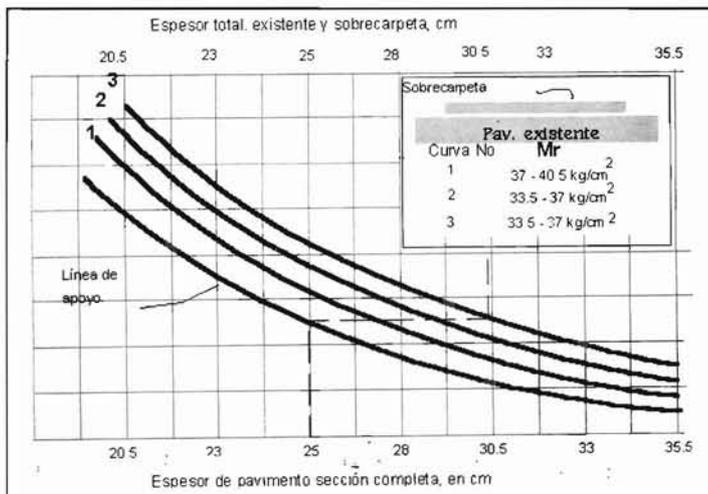


Figura 11.10 Posición de la carga para el análisis de esfuerzos (PCA).

Tabla 11.5 Levantamiento de daños en pavimentos de concreto
Fracturamiento en esquinas
Escalonamiento
Agrietamiento longitudinal
Fracturamiento transversal
Bombeo
Reacción álcali-agregado
Astillamientos

11.19.4.1 Pruebas de deflexión no destructivas, PDND

El estado físico del camino determinará la necesidad, cuantía y tipo de las mediciones de deflexiones. Si se sospecha que en tramos bien definidos de pavimento con deterioros similares imputables a cargas de tránsito, entonces se deberá verificar la capacidad estructural en tales áreas. Además, este tipo de mediciones se efectuarán en juntas y grietas, para ver si existe buena transmisión de carga por trabazón de agregado (o fricción de agregado) o pasajuntas.

También se investigará mediante estas mediciones si existe socavación por debajo de las losas o "pérdida de soporte". Se sugiere emplear equipo PDND que aplique cargas de impacto pico en el rango de 3.7 a 4.5 ton. No se recomienda equipo más ligero.

11.19.4.2 Evaluación de materiales en el lugar

La identificación y clasificación correctas de las capas terreno natural, subrasante y/o sub-base, así como los ensayos de resistencia correspondientes, servirán para obtener los módulos de reacción, K_d de diseño. Además, para el caso de sobrecarpetas de concreto adheridas totalmente, será necesario caracterizar al pavimento existente a través del módulo de ruptura, M_r y del de elasticidad, E_c. El valor K_d puede ser determinado a través de PND o de mediciones indirectas.

Dado que no es práctico cortar vigas en el pavimento existente, se acepta en este criterio obtener núcleos y ensayarlos según la norma ASTM C 496 "Resistencia a la tensión indirecta en especímenes cilíndricos" (prueba brasileña). Se deben recuperar muestras a separaciones de 100 a 150 m, y de preferencia los núcleos se obtendrán de la parte media de las losas seleccionadas. Las partes inferiores en de los núcleos pueden ser recortados o "cabeceados", pero en no más de 1.30 cm. Para cada sección la resistencia a la tensión efectiva se puede establecer como:

$$f_{te} = f_t - 1.65 S \tag{Ec.11.11}$$

En donde:

f_{te} = resistencia efectiva a la tensión indirecta.

f_t = promedio de la resistencia a la tensión indirecta.

S = desviación estándar de la resistencia a la tensión indirecta.

La ecuación anterior es válida y considera implícitamente que sólo el 5% de todas las muestras de una sección analizada puede ser inferior a los valores efectivos.

De acuerdo con este método, el módulo de ruptura M_r se puede determinar mediante la relación:

$$M_r = AB f_{te} \tag{Ec.11.12}$$

En donde A es una constante de regresión basada en la experiencia regional y B es un valor de daño igual a 0.9 que relaciona las resistencias entre un espécimen situado a aproximadamente a 0.60 m respecto a la orilla de la losa del carril lento, a aquella correspondiente a la orilla. Los Valores de "A" reportados en la literatura van de 1.35 a 1.55. En ausencia de valores de correlación locales o particulares en la región en que se aplique el método, se sugiere emplear 1.45.

El valor del módulo de elasticidad deberá ser determinado de acuerdo a la norma ASTM C 469 "Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson del Concreto a Compresión"; alternativamente se podrá estimar mediante la correlación:

$$E_c = \sqrt{14,000 f'_c}$$

Tabla 11.6 Evaluación de materiales del pavimento existente
Módulo de reacción
Determinación directa o indirecta en cada una de las capas que componen el pavimento.
Propiedades del concreto
Resistencia a la flexión.
Módulo de elasticidad.
Metodología recomendada
Muestras a cada 100 ó 150m de longitud, en partes medias de las losas, y en zonas localizadas a 50 cm respecto a las orillas del carril de baja. El diámetro no será menor a 10 cm.

11.19.5 Sobrecarpetas de concreto no adheridas

El criterio de diseño de la PCA se fundamenta en el siguiente postulado: colocar una sobrecarpeta que junto con el pavimento existente sea equivalente a un pavimento nuevo (losa nueva más sub-base y capa subrasante existentes). Se parte del hecho de que la equivalencia estructural, en términos de agrietamiento por fatiga, se cumple si el esfuerzo desarrollado en las orillas de la sobrecarpeta σ_{0I} es menor que el desarrollado en la orilla de un pavimento nuevo, σ_{In} tal como aparece en la Fig. 11.9.

Las cargas se colocaron directamente sobre las grietas y éstas se modelaron como elementos suaves dentro del método de elementos finitos, MEF, empleado para desarrollar un programa de cómputo denominado JSLAB (Tayabji, S.D., 1984).

Las ruedas de carga fueron colocadas directamente en la orilla y sobre agrietamientos del pavimento existente (Fig. 11.10).

Se obtuvieron las influencias de agrietamientos para diferentes espaciamentos de estos últimos, 1.5, 2 y 3 m. Como era de esperarse, se observó que los esfuerzos eran mayores en las orillas cuando existía grieta.

11.19.5.1 Cartas de diseño

Mediante el programa de cómputo y utilizando el MEF, se prepararon curvas de diseño para lo cual se emplearon los siguientes parámetros:

Ejes sencillos equivalentes, ESAL's, para representar el tránsito

$$E_c = 351,535 \text{ kg/cm}^2, \text{ para la sobrecarpeta}$$

$$E_c = 210,921 \text{ y } 281,228 \text{ kg/cm}^2 \text{ para el pavimento existente}$$

Se tipificaron tres casos:

- ❖ Caso 1.- El pavimento existente presenta fuerte fracturamiento en la mitad de la losa y agrietamiento en la esquina. Por otro lado, existe poca transferencia de carga entre juntas y grietas.
- ❖ Caso 2.- El pavimento presenta poco deterioro en la mitad de las losas y fracturamiento ligero en las esquinas. Existe transferencia de carga razonables entre losas a través de grietas y juntas. Se puede corregir daños de manera sencilla antes de colocar la sobrecarpeta.
- ❖ Caso 3.- El pavimento existente presenta sólo agrietamientos pequeños en las partes medias de las losas; existe buena transferencia de cargas entre las losas y las grietas. El soporte de losas es bueno, ya que se han realizado inyecciones de sello por debajo de las losas en zonas socavadas (ver figs. 11.11, 11.12 y 11.13).

Es importante señalar que en la preparación de la gráfica para el caso 1, se colocó la carga directamente sobre una de las orillas de la sobrecarpeta, y sobre una grieta en el pavimento existente. La gráfica del caso 3 representa al caso en que el pavimento existente esté libre de agrietamientos.

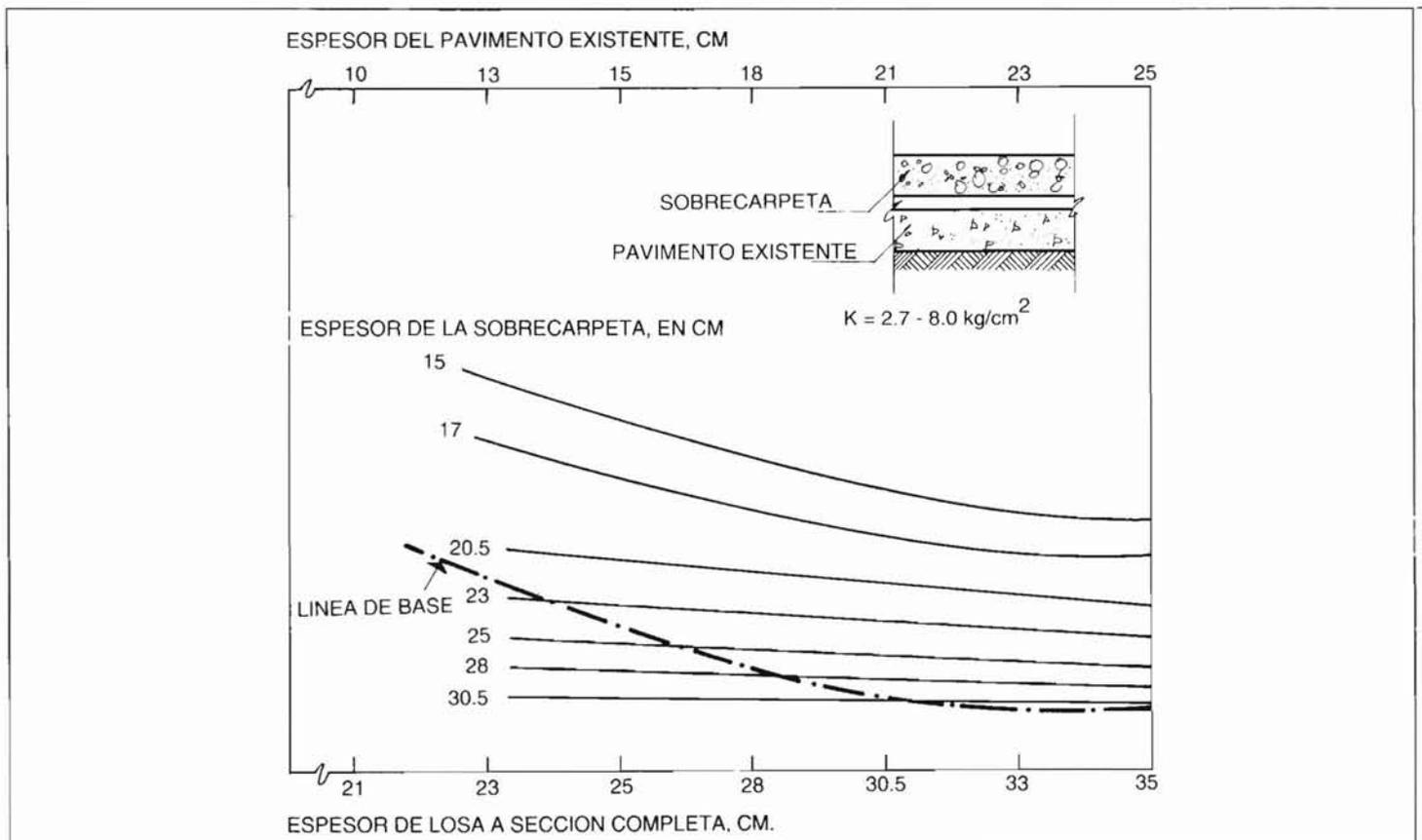


Figura 11.11 Ejemplo de curvas típicas de diseño sobrecarpetas de concreto. Caso 1.

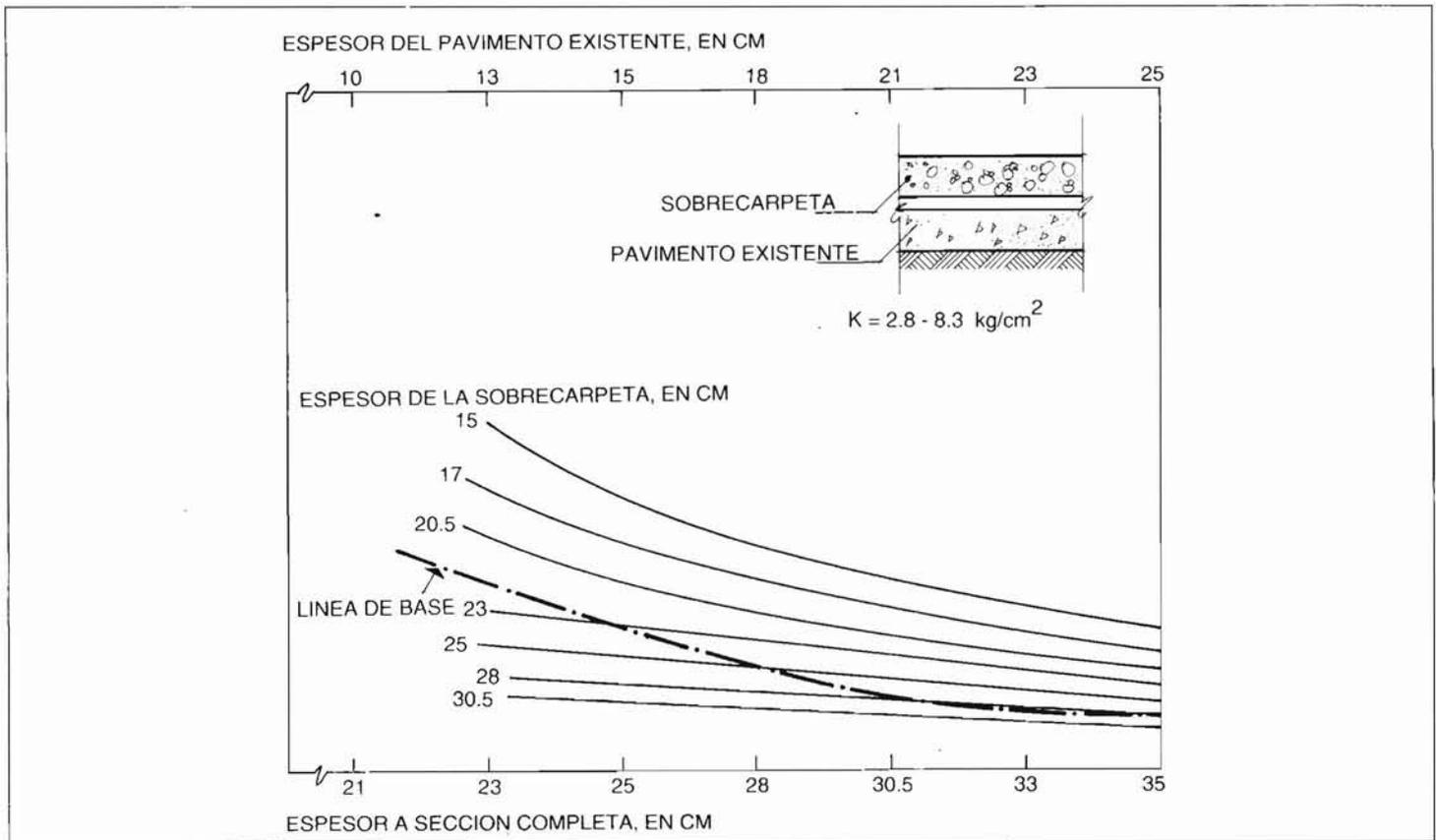


Figura 11.12 Ejemplo de curvas típicas de diseño sobrecarpetas de concreto. Caso 2.

La del caso 2 corresponde a una interpolación de los dos casos anteriores. Los espesores resultantes son para el caso de que no existan acotamientos ligados a la superficie de rodamiento.

Cuando éstos se construyan con espesores mínimos de 15 cm, se podrá reducir el espesor de las losas principales obtenidas de las gráficas del orden de 2.5 cm.

Espesor de sobrecarpetas

Para que haya congruencia en los resultados, como primer paso se recomienda obtener el espesor de un nuevo pavimento con la metodología de la PCA (Portland Cement Association⁷). También podrá utilizarse el método de la AASHTO. Como es de suponer, será necesario conocer con la mayor precisión posible el tránsito de diseño.

Para determinar el espesor del pavimento "nuevo", se utilizarán las mismas condiciones de apoyo del pavimento existente. Así, de manera resumida se deberá conocer:

- * Resistencia del concreto a emplear.
- * Condiciones de apoyo de diseño (módulo de reacción de la capa subrasante o del terreno natural de apoyo).
- * Tránsito de diseño (calcularlo tomando la distribución vehicular y tasas de crecimiento reales, para un periodo de diseño).

Basándose en las condiciones físicas existentes en el pavimento, se entra en la tabla correspondiente (casos 1 a 3). Nótese por ejemplo que para el caso 1, el espesor mínimo de sobrecarpeta es de 16 cm (6"), pues no se recomiendan espesores menores.

A manera de ejemplo, a continuación se presentan dos tablas mostrando valores hcs, para los casos del método PCA y el del Cuerpo de Ingenieros.

En este último caso se utilizó $c = 0.35, 0.60$ y 0.80 :

Tabla 11.7 Espesores representativos de sobrecarpeta, PCA				
		Espesor de sobrecarpeta, hcs, en cm		
hn, en cm	tef, en cm	Caso 1	Caso 2	Caso 3
20	20	17.5	(15.2)	(15.2)
	17.8	18.3	15.2	15.2
	15	19.3	17.3	15.2
25	23	22.9	17.8	(15.2)
	20	23.4	19.8	15.2
	17.8	23.9	22.4	20.32
30.5	23	29.2	26.4	22.9
	20	29.7	27.4	25.4
	17.8	30	28.5	27.4

Nótese que los casos 1, 2 y 3 tienen buena relación con los valores determinados por medio de la ecuación del CIUSA,

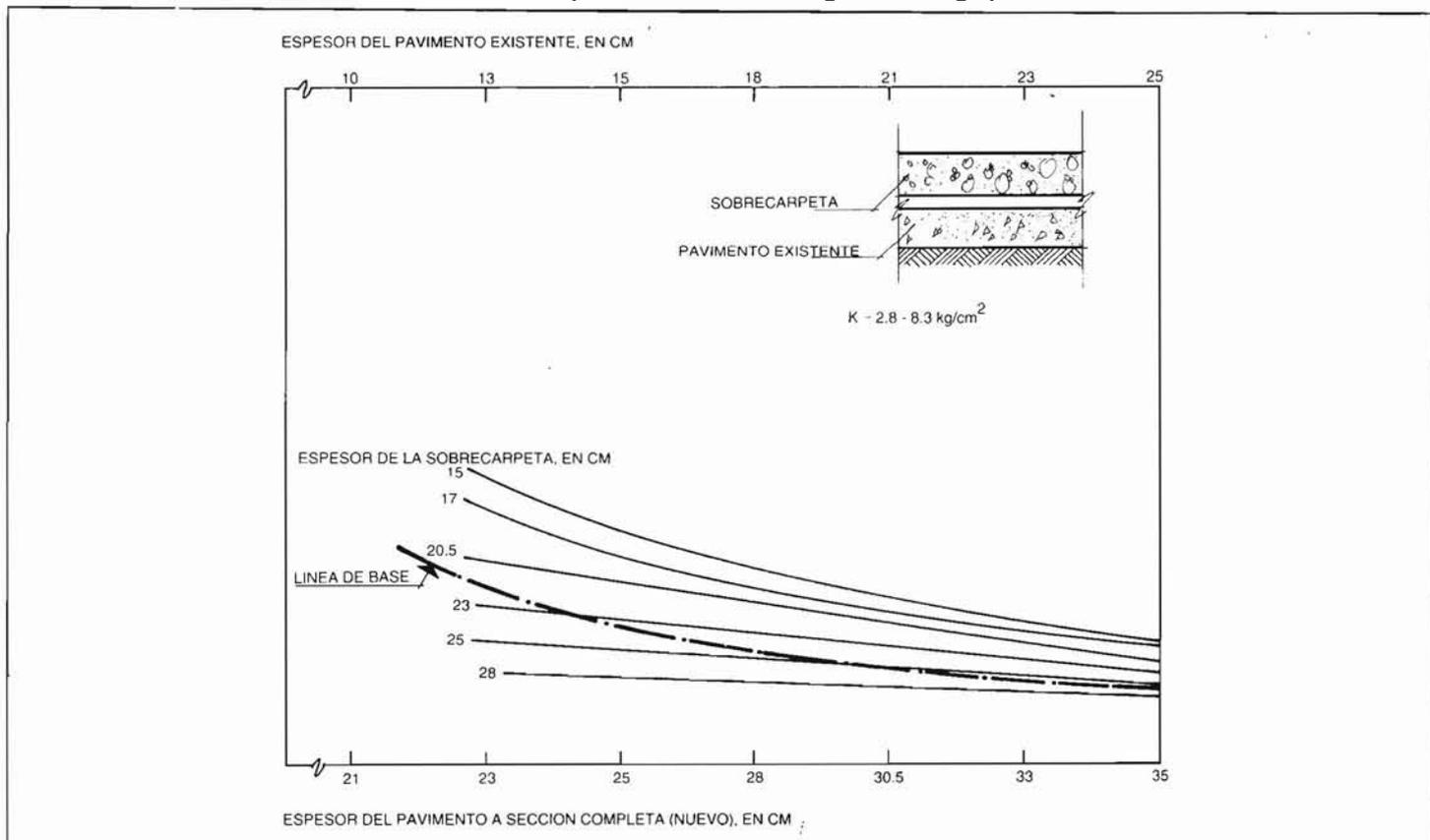


Figura 11.13 Ejemplo de curvas típicas de diseño sobrecarpetas de concreto. Caso 3.

tabla inferior, para valores de C de 0.3 a 0.5, 0.5 a 0.70, y de 0.7 a 0.90, respectivamente.

Tabla 11.8 Espesores de sobrecarpeta determinados según la ecuación del CIUSA				
		Espesor de sobrecarpeta, hol, en cm		
hn, en cm	tef, en cm	C= 0.35	C= 0.60	C= 0.80
20	20	16.5	(15.2)	(15.2)
	17.8	17.3	(15.2)	(15.2)
	15	18.3	16.5	15.2
25	23	21.6	18.3	15.2
	20	21.6	20	17.5
	17.8	23.0	21.3	19.8
30.5	23	27.4	24.9	22.6
	20	28.0	26.2	24.4
	17.8	28.7	27.2	25.9

11.19.6 Sobrecarpetas de concreto adheridas

Su aplicación se justifica cuando los daños en pavimento existente no son muy pronunciados o críticos. Se utilizan cuando es necesario reforzar una sección dada para un tránsito futuro previamente calculado.

Concepto básico de diseño

Al igual que en el caso anterior, el procedimiento se fundamenta en que un pavimento existente funciona como capa base y que al agregarle la sobrecarpeta, sea estructuralmente equivalente a un pavimento nuevo; en ambos casos para un mismo tránsito de futuro. Ello implica que el pavimento reencarpetao tendría una vida de servicio equivalente a la que correspondería si se hubiera construido un pavimento nuevo. La diferencia respecto al caso de sobrecarpeta desligada es la localización de los esfuerzos críticos de orilla que se comparan

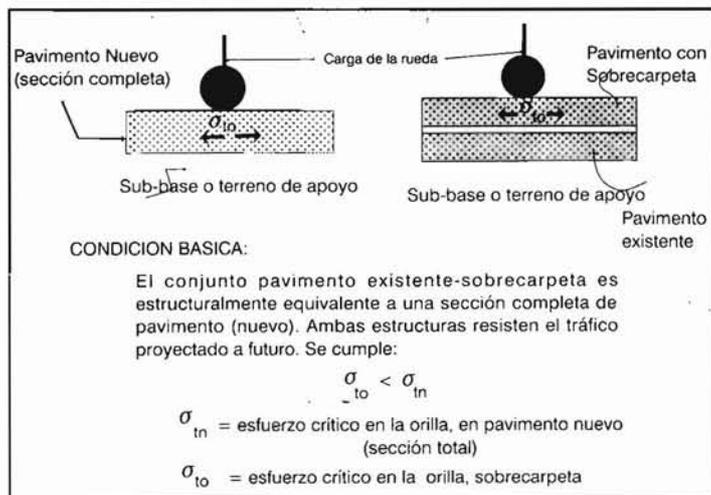


Figura 11.14 Concepto de equivalencia de esfuerzos.

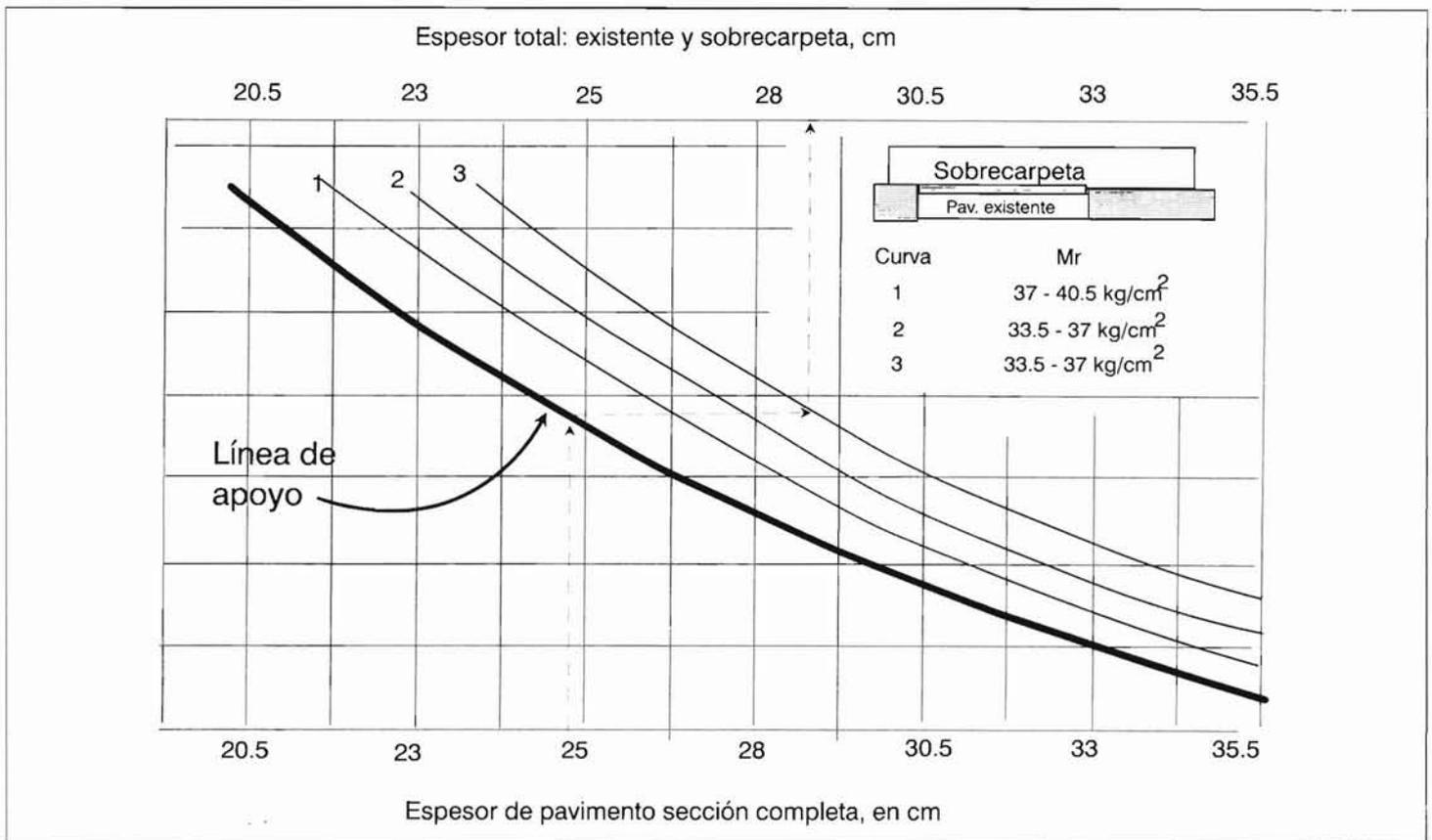


Figura 11.15 Ejemplo de carta de diseño. Sobrecarpetas adheridas.

en ambos casos: reencarpetao y nuevo. En el primer caso se comparaba el esfuerzo desarrollado en la base del pavimento nuevo -sección completa- con el desarrollado en la base de la sobrecarpeta. En este caso se comparan ahora los esfuerzos desarrollados en el lecho inferior de las losas, en ambos casos.

Se debe cumplir la condición de que, para iguales condiciones de apoyo, los esfuerzos críticos normalizados en el conjunto losa existente-sobrecarpeta son iguales o menores a los desarrollados en un pavimento nuevo. La normalización se hace respecto a la resistencia a la flexión, M_r . Con respecto a la Fig 14. anterior, los parámetros requeridos para ambos pavimentos, nuevo y reencarpetao, son:

- * Resistencia a la flexión de diseño.
- * Esfuerzos de tensión críticos, σ_{tn} y σ_{te} .

Para los esfuerzos críticos de sección completa, tanto en el pavimento existente como en el nuevo se requiere conocer el módulo de elasticidad de los concretos. En este enfoque se utilizó un programa computo (JSLAB^B) utilizando elementos finitos para las condición de carga en las orillas, en pavimento nuevo y en pavimento reforzado o reencarpetao, a fin de determinar los esfuerzos de tensión críticos. Con estos análisis se prepararon cartas de diseño para un cierto rango de valores de M_r , de los módulos de elasticidad, E_c :

- * E_c (pavimento nuevo) = 281.3 a 351.5 $\times 10^3$ kg/cm²
- * M_r (pavimento nuevo) = 42 a 46 kg/cm²

En la Fig. 11.15 aparece una gráfica de diseño para los siguientes rangos de parámetros:

- * Resistencia a la flexión del pavimento existente = 30 - 33.4 kg/cm²
- * Resistencia a la flexión del pavimento existente = 33.4 - 37 kg/cm²
- * Resistencia a la flexión del pavimento existente = 37 - 40.5 kg/cm²

Para elaborar estas gráficas se utilizó el módulo de elasticidad $E_c = D.M_r$. El valor M_r en PSI, y el valor de correlación D en el rango de 6000 a 7000. Nótese que las cartas de diseño se prepararon sólo para el rango de M_r entre 30 y 40.5 kg/cm².

Para valores menores de $M_r = 30$ kg/cm², los espesores teóricos de sobrecarpeta adherida son excesivos y no se recomienda su empleo. Además, con valores tan bajos de M_r es muy posible que el pavimento esté seriamente deteriorado, de manera que ya no sea recomendable un reencarpetao adherido, sino que ya una colocación directa de la capa de refuerzo sobre el pavimento existente. Para el caso en que M_r sea mayor a 40.5 kg/cm², entonces el espesor de la sobrecarpeta será dado por la diferencia entre el pavimento nuevo o de sección completa y la del pavimento existente, más cualquier profundidad de fresado o "desbastado", o escarificación.

Es importante señalar que el máximo espesor ligado o adherido es de 12.5 cm (5"), y si se requiere un mayor espesor,

deberá decidirse por una capa colocada directamente sobre la superficie dañada existente. No se recomiendan espesores ligados menores de 5 cm.

11.20 SOBRECARPETAS ADHERIDAS DE CONCRETO DE PCSJ PCCP, PCCPyR, Y PCCR⁹

Tal como se mencionó en párrafos precedentes, en el marco general del reencarpetado es común el empleo de sobrecarpetas de concreto adheridas sobre pavimentos de concreto simple con juntas, reforzado con juntas, y continuamente reforzado, para mejorar la capacidad estructural y condición funcional. Una sobrecarpeta de concreto adherida consiste de las siguientes actividades:

- * Reparación de áreas deterioradas y mejoras en el subdrenaje (si fuera necesario).
- * Ensanche de la construcción (caso de requerirse).
- * Reparación de la superficie existente para asegurar una adherencia confiable.
- * Colocación de la sobrecarpeta de concreto.
- * Aserrado y sellado de las juntas.

11.20.1 Viabilidad

Una sobrecarpeta adherida mediante PCSJ, PCCP, PCCPyR, Y PCCR es una alternativa viable de rehabilitación para pavimentos de cemento portland, CP, excepto cuando las condiciones del pavimento existente requieran una remoción sustancial o ser reemplazadas, o cuando existan problemas de durabilidad. Entre las condiciones bajo las cuales no sería factible una sobrecarpeta de PCP adherida se incluyen las siguientes:

- * El grado de deterioro por agrietamiento de la losa y del astillamiento de las juntas es tan grande que es indispensable una sustancial remoción y reemplazamiento de la superficie existente.
- * Ha ocurrido un deterioro significativo de la losa PCP debido a problemas de durabilidad (por ejemplo, problemas de durabilidad o "D cracking", o también problemas de reactividad de agregados). Esto afectará el comportamiento de las sobrecarpetas.
- * El gálibo de los puentes es inadecuado para el espesor requerido de la sobrecarpeta. Esto usualmente no es un problema, ya que las sobrecarpetas adheridas normalmente son bastante delgadas.

Si la duración de la construcción tiene una importancia crítica, las sobrecarpetas pueden utilizar mezclas de concreto hidráulico de alta resistencia temprana. Se han abierto las

sobrecarpetas de concreto en un período de 6 a 24 horas después de su colocación usando estas mezclas.

11.20.2 Reparaciones previas

Se deben reparar los siguientes tipos de daños antes de la colocación de la sobrecarpeta de CP adherida:

Tabla 11.9 Tipo de daño	
Tipo de problema	Tipo de reparación
Grietas activas	Reparación a toda profundidad o reemplazo de la losa
Baches	Reparación a toda profundidad
Juntas astilladas	Reparación parcial o a toda profundidad
Remiendos deteriorados	Reparación a toda profundidad
Bombeo/fallas	Drenajes laterales
Asentamientos/levantamientos	Levantamiento de la losa por inyección de lodos y cemento, o reconstrucción del área

Las reparaciones a toda la sección o profundidad y los reemplazamientos de losas en PCSJ, PCCP y PCCPyR deben ser también de concreto con pasajuntas o amarres para proporcionar transferencia de carga a través de las juntas de reparación. Las reparaciones a toda profundidad en PCCR deben ser de concreto hidráulico y deben estar continuamente reforzadas con acero que esté amarrado o soldado al acero de refuerzo en la losa existente, a fin de proporcionar transferencia de carga a través de las juntas y, con ello, continuidad a la losa.

Las reparaciones de CA a toda profundidad no se deben usar antes de la colocación de una sobrecarpeta de concreto adherida; asimismo todos los bacheos CA existentes se deben quitar y deben ser reemplazados con concreto hidráulico.

Antes de colocar la sobrecarpeta, hay que instalar drenajes laterales, además de procurar el mantenimiento de los drenajes ya existentes, u otras mejoras en el subdrenaje cuando una evaluación del subdrenaje indique la necesidad de realizar tales mejoras.

Se deben hacer juntas de alivio de presión únicamente en estructuras fijas y no a intervalos regulares a lo largo del pavimento. La única excepción de esto es cuando un agregado reactivo ya haya causado expansión de la losa. En rutas de tránsito intenso, las juntas de expansión deben ser del tipo de trabajo pesado con pasajuntas. Si las juntas contienen un número significativo de partículas incompresibles, deberán ser limpiadas y selladas antes de colocar la sobrecarpeta.

11.20.3 Control de reflexión grietas

Cualquier grieta en formación en la losa PCSP, PCCP, PCCPyR, y PCCR existente se puede reflejar a través de la sobrecarpeta de concreto adherida en el término de un año. La deflexión de grieta se puede controlar en las sobrecarpetas

adheridas por medio de reparaciones a toda la profundidad de las grietas en formación en el pavimento existente, y para PCSP, PCCP, PCCP y R, por medio de aserrado y sellado de juntas a través de la sobrecarpeta directamente sobre las juntas de reparación. Las grietas relativamente cerradas que no estén activas o trabajando no necesitan ser reparadas, ya que no todas se reflejarán a través de la sobrecarpeta, y aquellas que sí se reflejen, usualmente permanecerán apretadas. Las grietas cerradas en PCCR tardarán varios años para que se reflejen a través de la sobrecarpeta, y aun entonces permanecerán relativamente cerradas.

11.20.4 Subdrenaje

Es aconsejable realizar monitoreos de las zonas con problemas de drenaje. La construcción y mantenimiento de cualquier obra vial normalmente requiere de incluso diferentes tipos de subdrenes. El desalojo del agua garantiza un mejor comportamiento estructural de las capas que componen un pavimento, y en consecuencia alarga la vida útil de este último.

Los elementos de subdrenaje se deben planear desde la etapa constructiva para, posteriormente, utilizarlos en las labores de conservación. Un decremento de los flujos de salida medidos a la salida en las piezas de drenaje que conducen el agua de las capas inferiores del pavimento son indicativo de un drenaje pobre.

En general, los pavimentos de concreto pueden tener un comportamiento deficiente si no se prevé el hecho de que las longitudes netas de losa pueden incrementarse. Los factores que pueden incrementar la longitud "real" de las losas son varios y se pueden catalogar como sigue:

- * Infiltración de partículas sólidas dentro de juntas y grietas selladas deficientemente.
- * Fenómeno de bombeo ("pumping") de las capas de apoyo de las losas, provocando la intrusión de materiales de la sub-base dentro de las juntas y grietas.
- * El uso de materiales reactivos en la fabricación del concreto hidráulico.

Si bien las losas permanecen en realidad con la misma longitud, los elementos arriba mencionados (juntas rellenas de sólidos) hacen que las losas no tengan libertad para moverse. Como resultado, las losas, al expandirse por efecto de cambios cíclicos de temperatura a lo largo del día y del tiempo, estarán sujetas a esfuerzos de compresión en sus extremos. Cuando estos esfuerzos superan a la resistencia del concreto, es cuando sobrevienen los astillamientos y desprendimientos por bloques. En zonas de enfoques de puentes, incluso las losas materialmente empujan a sus extremidades, particularmente cuando se conjugan climas calurosos que producen expansión de los tableros de pavimento y rellenos sólidos en las juntas transversales.

Juntas de expansión: Por lo anteriormente expuesto, en algunas dependencias se colocan juntas de este tipo, por lo general con anchos de 5 a 10 cm, principalmente en zonas vecinas a puentes.

Este tipo de juntas normalmente se rellenan con hule-espuma o material del tipo de cartón asfaltado, a fin de evitar la intrusión de incompresibles.

Este tipo de solución no se aconseja en pavimentos de concreto sin pasajuntas, PCSP, con poco espaciamiento entre las juntas transversales, ni en los del tipo continuamente reforzado, PCCR. En los primeros se puede ocasionar involuntariamente un deterioro en la trabazón o fricción de agregados en el área de alivio de presión. Por esta zona podrá entrar el agua, con el consiguiente deterioro de las capas inferiores. Lo mismo ocurre con los del tipo continuamente reforzados. Este tipo de juntas rompe su integridad y puede permitir el paso del agua. El empleo de juntas de expansión en este tipo de pavimentos se justifica sólo en las inmediaciones de puentes, en donde ya se haya presentado fallas prismáticas (por bloques) definidas así como desportillamientos.

Como regla general, se debe verificar que las juntas de alivio (expansión) no provoquen detrimento en el comportamiento de los sellos de las juntas transversales; esto es, que estos sellos permanezcan en contacto con las paredes de las losas una vez que estas últimas puedan moverse por efecto de las nuevas juntas de alivio (no hay que olvidar que la presencia de éstas podrán inducir aberturas excesivas en algunas juntas).

11.20.5 Diseño del espesor

Si se coloca la sobrecarpeta para algún propósito funcional, como pueden ser la rugosidad o la fricción, se debe colocar una sobrecarpeta de espesor mínimo que resuelva el problema funcional. Si la sobrecarpeta se coloca con el propósito de lograr un mejoramiento estructural, el espesor requerido de la sobrecarpeta es una función de la capacidad estructural requerida para hacer frente a las demandas del tránsito futuro y a la capacidad estructural del pavimento existente. El espesor requerido de la sobrecarpeta para incrementar la capacidad estructural para soportar el tránsito futuro se determina por medio de la siguiente ecuación.

$$D_{sc} = D_f - D_{ef} \quad \text{Ec. 11.12}$$

en donde

D_{sc} = espesor requerido de la sobrecarpeta PCP adherida, pulgadas

D_f = espesor de la losa para soportar el tránsito futuro, pulgadas

D_{ef} = espesor efectivo de la losa existente, pulgadas

En los Estados Unidos se tienen experiencias exitosas de sobrecarpetas de concreto adheridas tan delgadas como de hasta 5 cm (dos pulgadas), y tan gruesas como 15 cm (seis pulgadas) o más. Las más típicas han sido de 7.4 a 10 cm (3 a 4 pulgadas) para la mayoría de las sobrecarpetas para carreteras. Si la sobrecarpeta adherida se coloca únicamente para un propósito funcional, como por ejemplo el de proveer de

rugosidad o fricción a la superficie, un espesor de 7.5 cm (3") podría ser el adecuado.

El espesor de la sobrecarpeta requerido se puede determinar a través de los pasos de diseño que se enumeran a continuación. Estos pasos proporcionan un amplio método de diseño que incluyen ensayos sobre el pavimento con objeto de obtener datos válidos de diseño. Si no fuera posible realizar estas pruebas, se puede desarrollar un diseño aproximado de la sobrecarpeta de acuerdo con los daños visibles observados, saltándose los pasos 4 y 5 y estimando otros datos de entrada.

El diseño de la sobrecarpeta se puede hacer para una sección uniforme o con base en el método de zonas puntuales, tal como se describe en párrafos anteriores.

Paso 1: Diseño del pavimento existente

Condiciones y requerimientos:

- ✳ Espesor del pavimento existente.
- ✳ Tipo de transferencia de carga (dispositivos mecánicos, fricción de agregado, PCCR).
- ✳ Tipo de acotamiento (ligado al cuerpo principal, de concreto, otras).

Paso 2: Análisis de tránsito

- ✳ ESAL's de 18 kip acumulados pasados en el carril de diseño (N_p) para usarse en el método de la vida remanente para la determinación de D_{ef} únicamente.
- ✳ ESAL's de 8.2 ton (18 kips) futuros pronosticados en el carril de diseño, para el período de diseño (N_f).

Paso 3: Levantamiento de las condiciones físicas.

Los siguientes daños se miden durante los levantamientos físicos de las condiciones para PCSP, PCCP y PCCR. El muestreo se puede realizar a lo largo del proyecto para estimar daños en los carriles de tránsito más intenso. Los tipos de daño y las severidades se definen en otras publicaciones¹⁰. Deteriorado significa un pavimento con daños de severidad mediana a alta.

PCSP, PCCP/PCCPyR

- ✳ Número de juntas transversales deterioradas por Km.
- ✳ Número de grietas transversales deterioradas por Km.
- ✳ Número de juntas de expansión existentes, juntas excepcionalmente anchas (2.5 cm o 1 pulg) o reconstrucciones CA a toda a profundidad.
- ✳ Presencia, y severidad media alta generalizada de problemas de durabilidad de PCP.

Rehabilitación de pavimentos por medio de sobrecarpetas

- ✳ Agrietamiento "D": baja severidad (únicamente grietas), severidad mediana (algo de astillamiento), alta severidad (astillamiento severo).
- ✳ Agrietamiento por reactividad en los agregados: severidad baja, mediana y alta.
- ✳ Evidencia de fallas, bombeo de finos o agua en las juntas, grietas o en el borde del pavimento.

PCCR

- ✳ Número de baches por kilómetro.
- ✳ Número de grietas transversales deterioradas por kilómetro.
- ✳ Número de juntas de expansión existentes, juntas excepcionalmente anchas (2.5 cm) o bacheos de concreto hidráulico a toda profundidad.
- ✳ Número de reparaciones existentes y nuevas antes de la sobrecarpeta, por kilómetro.
- ✳ Presencia y severidad general de problemas de durabilidad en PCP (NOTA: el astillamiento superficial de grietas cerradas en donde el PCCR subyacente está sano, no se debe considerar como un problema de durabilidad).
- ✳ Agrietamiento "D": baja severidad (grietas únicamente), severidad media (algo de astillamiento), severidad alta (astillamiento severo).
- ✳ Agrietamiento por agregado reactivo: severidad baja, mediana y alta.
- ✳ Evidencia de bombeo de finos o agua.

Paso 4: Pruebas de deflexión (altamente recomendable)

Se aconseja medir las configuraciones de deflexión de la losa en la rodada exterior a lo largo del proyecto, a un intervalo que permita valorar adecuadamente las condiciones. Los intervalos típicos son de 30 a 300 m.

Normalmente se miden las deflexiones con sensores localizados a 0, 30, 60 y 90 cm desde el centro de la carga. Se recomienda un aparato para medir la deflexión por cargas pesadas (el deflectómetro de impulsos por caída, por ejemplo) y una magnitud de carga de 4.2 ton (9,000 libras). En ASTM D 4694 y D 4695 se proporcionan pautas adicionales sobre las pruebas de deflexión.

Para cada losa probada se debe calcular otra vez el valor efectivo y el módulo de elasticidad de la losa, usando las Fig.s 11.16 y 11.17, o un procedimiento de verificación. El AREA de cada configuración de deflexiones se calcula como sigue:

$$AREA = .6 \times \left[1 + 2 \left(\frac{d_{30}}{d_0} \right) + 2 \left(\frac{d_{60}}{d_0} \right) + \left(\frac{d_{90}}{d_0} \right) \right] \quad \text{Ec. 11.13}$$

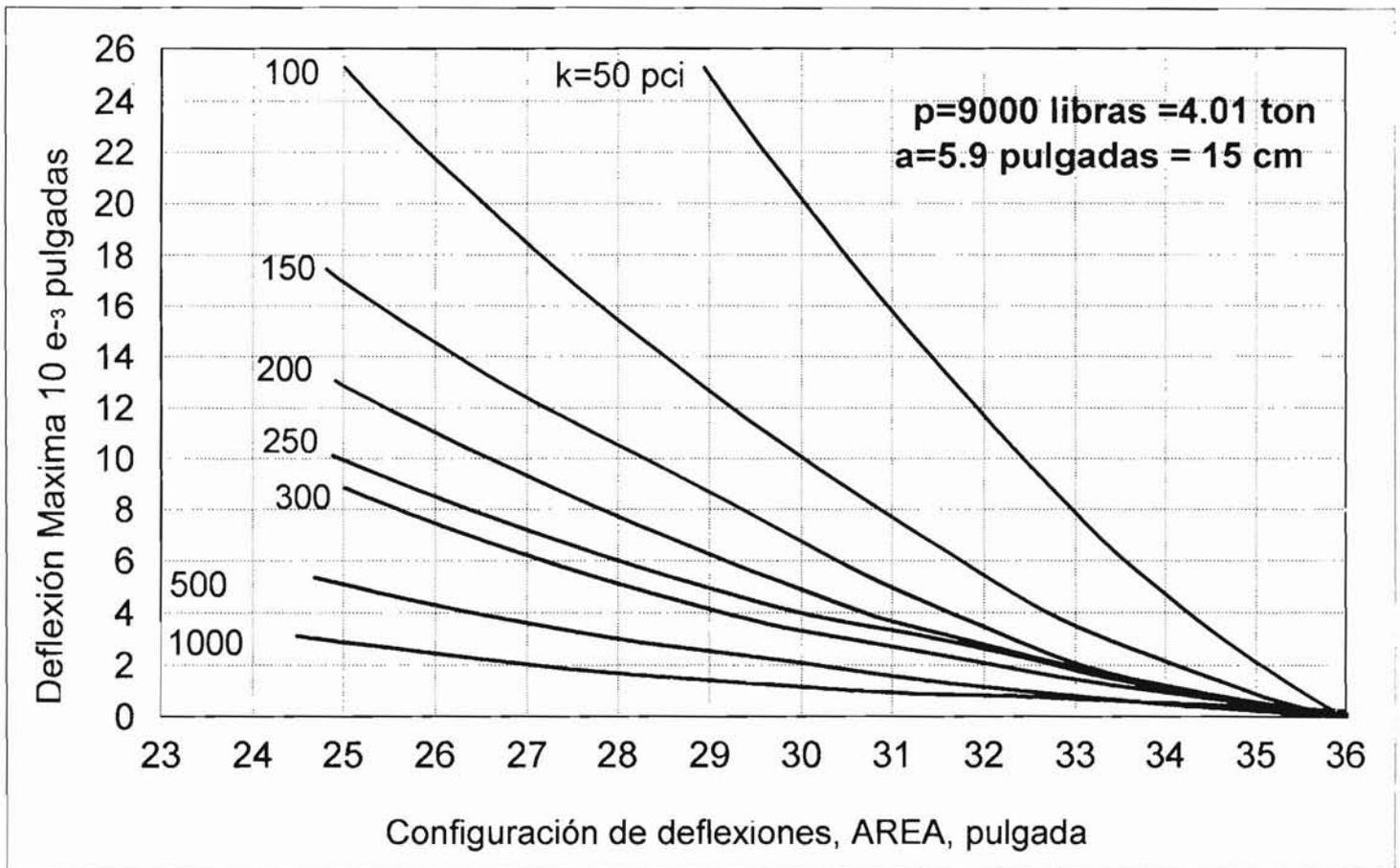


Figura 11.16 Determinación de K dinámico a partir de d_o y AREA.

en donde

d_o = deflexión en el centro de la placa de carga, cm

d_i = deflexiones a 30, 60 y 90 cm desde el centro de la placa, cm

El AREA variará típicamente de 29 a 32 para concreto sano.

Valor k dinámico efectivo

Con d_o y el AREA se entra a la Fig. 11.16 para determinar el valor k dinámico efectivo debajo de cada losa para un radio de carga circular de 15 cm (5.9 pulgadas) y una magnitud de 4.1 ton (9,000 libras). Nótese que para cargas que fluctúan entre 2,000 libras más o menos, las deflexiones se pueden escalar linealmente hasta a 9,000 libras.

Si se está diseñando un espesor único de sobrecarpetas para una sección uniforme, calcule el valor k dinámico efectivo promedio de las losas ensayadas en la sección uniforme.

Valor k estático efectivo

Valor k estático efectivo = Valor k dinámico efectivo/2

El valor k efectivo puede requerir un ajuste para tomar en cuenta los efectos por cambios de estación usando el método presentado en la Parte II, Sección 3.2.1 de la guía de diseño de la AASHTO, 1993. Sin embargo, el valor k puede cambiar

substantialmente y tener únicamente un efecto muy pequeño en el espesor resultante de la sobrecarpeta.

Módulo elástico de una losa de concreto (E)

Se utiliza la Fig. 11.17 con AREA, cuando se conoce previamente el valor k dinámico efectivo, y es posible determinar así un valor para ED^3 , en donde D es el espesor de la losa. Luego se resuelve para E conociendo el espesor de la losa, D . Los valores típicos E de losas varían entre 3 a 8 millones de psi.

Si se obtiene un valor E de la losa que esté fuera de este rango, puede haber un error debido a las siguientes situaciones:

- * el espesor supuesto de la losa,
- * la configuración de la superficie deformada por deflexiones puede haber sido medido sobre una grieta, o
- * el PCP puede estar relativamente deteriorado.

Si se está diseñando un espesor único de sobrecarpetas para una sección uniforme, calcule el valor E promedio de las losas ensayadas en la sección uniforme.

Se recomienda evitar valores de k o de E que parezcan estar significativamente fuera de línea con respecto al resto de los datos de entrada.

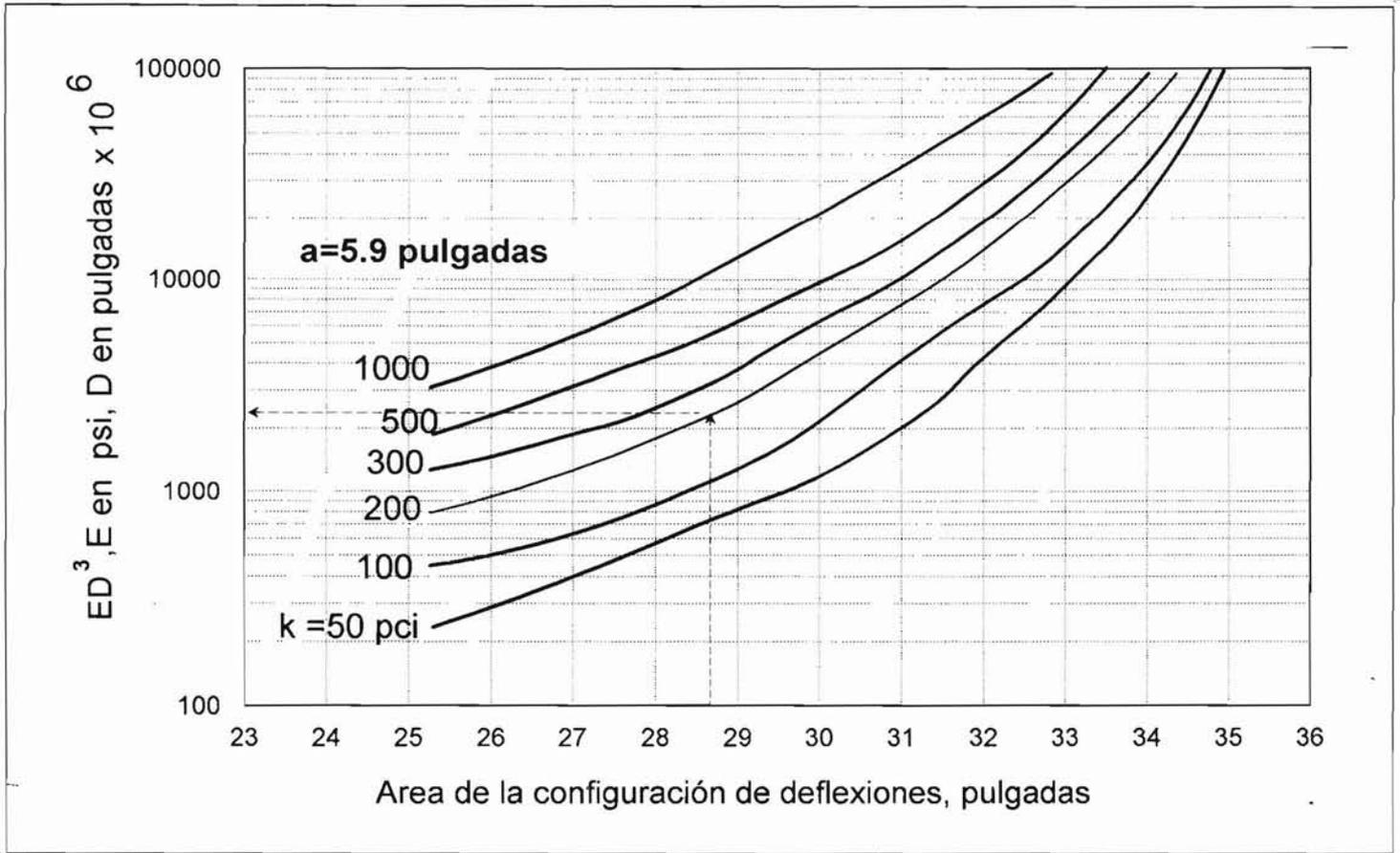


Figura 11.17 Determinación del módulo elástico en pavimentos de concreto, a partir de valores de k, AREA y espesor de losa.

Transferencia de carga en una junta

Para los pavimentos del tipo PCSJ, PCCP y PCCPyR, se debe medir la transferencia de carga en las juntas en la rodada exterior, en juntas transversales representativas. No se aconseja medir la transferencia de cargas cuando la temperatura ambiente sea mayor de 27°C.

La placa de carga deberá colocarse sobre un lado de la junta tocando el borde de la placa. Después se procede a medir la deflexión en el centro de la placa de carga y a 30 cm desde el centro; finalmente, se calcula la transferencia de carga por deflexión a partir de la ecuación siguiente:

$$\Delta LT = 100 \left(\frac{\Delta ul}{\Delta l} \right) \times B \quad \text{Ec. 11.14}$$

en donde

ΔLT = transferencia de carga por deflexión (%).

Δul = deflexión del lado sin carga (cm).

Δl = deflexión del lado cargado (cm).

B = factor de corrección de flexión de la losa.

El factor de corrección por flexión de la losa, B, es necesario debido a que las deflexiones d_0 y d_{30} medidas a 30 cm una de

la otra no serían iguales, aún cuando se midan en el interior de una losa.

Es posible determinar un valor apropiado para el factor de corrección a partir de la relación de d_0 a d_{30} para mediciones de configuraciones deformadas por deflexión, en el centro de losas típicas, tal como se muestra en la ecuación de abajo. Los valores típicos para B varían entre 1.05 y 1.15.

$$B = \frac{d_{0 \text{ centro}}}{d_{12 \text{ centro}}} \quad \text{Ec. 11.15}$$

Si se está diseñando un espesor único para la sobrecarpeta de una sección uniforme, se debe calcular el valor promedio de transferencia de carga por deflexión en las juntas ensayadas en la sección uniforme.

Para PCSP, PCCP, y PCCy R, se puede estimar el coeficiente de transferencia de carga, J, usando las siguientes pautas:

Tabla 11.10 Coeficientes de transferencia de carga para diferentes eficiencias	
Porcentaje de transferencia de carga	J
>70	3.2
50-70	3.5
<50	4.0

Si la rehabilitación incluye la adición de un acotamiento de concreto ligado mediante varillas, puede ser apropiado un factor J menor.

Para PCCR, se debe emplear un J = 2.2 a 2.6 para el diseño de la sobrecarpeta, suponiendo que las grietas y los baches se reparan con PCP continuamente reforzado.

Acotamiento	Asfalto		PCCP, con varillas de sujeción	
	Si	No	Si	No
Dispositivo de transferencia de carga.	Si	No	Si	No
Tipo de pavimento.				
Pavimento con juntas, y con juntas y refuerzo.	3.2	3.8 - 4.4	2.5 - 3.1	3.6 - 4.2
PCCR	2.9 - 3.2	No aplicable	2.3 - 2.9	No aplicable

Paso 5: Obtención de núcleos y ensaye de materiales (altamente recomendado)

Módulo de ruptura de PCP (Mr)

Se deben recuperar varios núcleos de 15 cm (6 pulgadas) de diámetro a la mitad de la losa y ensayarlos a tensión indirecta (ASTM C 496). Calcule la resistencia a tensión indirecta (psi) de los corazones. Estime el módulo de ruptura según la siguiente ecuación:

$$Mr = 210 + 1.02 IT \tag{Ec. 11.16}$$

en donde

Mr = módulo de ruptura, psi.

IT = resistencia a tensión indirecta de corazones de 15 cm de diámetro, psi.

Paso 6: Determinación del espesor requerido de la losa para tránsito futuro (Df)

Los datos para determinar Df para sobrecarpetas de concreto hidráulico adheridas son representativos de la losa existente y de las propiedades de los suelos de apoyo. Esto sobresale debido a que son las propiedades de la losa existente (es decir, módulo elástico, módulo de ruptura y transferencia de carga) los que controlarán el comportamiento de la sobrecarpeta adherida.

Valor k estático efectivo

Se determina a partir de uno de los siguientes métodos:

- * Verifique el valor k dinámico efectivo a partir de las configuraciones deformadas de los ensayos de deflexión, tal como se describe en el Paso 4. Divida entre 2 el valor

k dinámico efectivo para obtener el valor k estático efectivo.

- * Realizar pruebas de carga de placa (ASTM D 1196) después de quitar la losa en algunos sitios. Esta alternativa puede ser costosa y consume tiempo, por lo que no se usa con frecuencia. El valor k estático obtenido puede requerir ajustes debido a los efectos producidos por cambio de estación con el método presentado en la Parte II, Sección 3.2.1 de la guía AASHTO.
- * Estimar a partir de los datos del suelo y el tipo y espesor de la base, usando la Fig. 9.2 del capítulo 9. Esta alternativa es simple, pero hay que estar consciente que el valor k estático obtenido es sólo una estimación aproximada. El valor de k estático obtenido puede requerir de ajustes para tomar en cuenta efectos estacionales usando el método referido en el párrafo anterior.

Pérdida de servicio, PS, de diseño

Es igual al Índice de Servicio Presente, ISP inmediatamente después de la sobrecarpeta (PI), menos el ISP en el momento de la siguiente rehabilitación (P2).

J, factor de transferencia de carga.

Véase el Paso 4.

Módulo de ruptura de la losa

Determinado por uno de los siguientes métodos:

- * Estimado a partir de la resistencia a tensión indirecta medida a partir de corazones de 15 cm (6 pulgadas) de diámetro, tal como se describe en el Paso 5.
- * Estimado a partir de E verificado de la losa, usando la siguiente ecuación:

$$Mr = 43.5 \left[\frac{E}{10^6} \right] + 488.5 \tag{Ec 11.16}$$

en donde

Mr = módulo de ruptura, psi

E = Módulo elástico verificado, de la losa de concreto, psi

Para de concreto, Mr se puede determinar a partir de los valores E verificados únicamente en puntos que no tienen grietas dentro de las superficies deformadas por deflexión.

Módulo elástico de losa PCP existente

Este valor estará determinado por alguno de los siguientes métodos:

- * Verificado a partir de las mediciones de deflexión, tal como se describe en el Paso 4.
- * Estimado a partir de la resistencia a tensión indirecta.

Tabla 11.12 hoja de trabajo para la Determinación de Df para PCCP, PCCP Y R , y PCCR

LOSA

Espesor de losa de concreto existente	= _____ cm
Tipo de sistema de transferencia de carga: dispositivo mecánico, fricción por agregado, PCCR	
Tipo de acotamientos = de concreto, con varillas de sujeción, otros	
Módulo de ruptura del concreto (típicamente 42 a 56 kg/cm ²)	= _____ (kg/cm ²)
Módulo E de PCC (2.1 a 5.6 kg/cm ² para PCC sin daños, < 2.1 kg/cm ² para PCC dañados)	= _____ (kg/cm ²)
Factor de transferencia de carga J (3.2 a 4.0 para PCCP, PCCP y R 2.2 a 2.6 para PCCR)	= _____

TRAFICO

ESALs de 18 kip futuros en carril de diseño por el periodo de diseño (N _f)	= _____
--	---------

SOPORTE Y DRENAJE

Valor k dinámico efectivo	= _____ (kg/cm ² /cm)
Valor k estático efectivo = Valor k dinámico efectivo/2 (típicamente 1.4 a 14 kg/cm ² /cm)	= _____ (kg/cm ² /cm)
Coefficiente de subdrenaje, Cd (típicamente 1.0 para condiciones pobres de subdrenaje)	= _____

PERDIDA DE SERVICIABILIDAD

Pérdida PSI de diseño (P1-P2)	= _____
-------------------------------	---------

CONFIABILIDAD

Confiabilidad de diseño, R (80 a 99%)	= _____ %
Desviación estándar total, So (típicament 0.39)	= _____

CAPACIDAD ESTRUCTURAL FUTURA

El espesor de losa requerido para tráfico futuro se determina a partir de la ecuación de diseño para pavimntno rígido o D_{sc} nomograma presentado en el capítulo 9. (ecuación de la AASHTO)

Df = _____ cm

Pérdida de soporte de la losa existente

Las esquinas de losas que presentan pérdida de soporte se pueden identificar usando las pruebas de deflexión FWD tal como se describe en la literatura¹¹. La pérdida de soporte de PCCR se puede determinar graficando un perfil de deflexión de borde de losa o de rodada, e identificando las zonas de pavimento con deflexiones significativamente altas. La pérdida de apoyo existente se puede mejorar con estabilización de la losa. Para el diseño de espesor, normalmente se supone una losa completamente soportada LS = 0.

Confiabilidad del diseño de la sobrecarpeta, R (%)

Véase el capítulo 9.

Desviación estándar total (So) para pavimento rígido

Véase el capítulo 9.

Capacidad de subdrenaje de losa existente

Después de haber llevado a cabo las mejoras en el subdrenaje, se puede proponer un valor de Cd, conforme a los lineamientos seguidos en el capítulo 9. El bombeo o las fallas en las juntas y grietas observados en el Paso 3 son una evidencia de que existe un problema en el subdrenaje.

Al seleccionar este valor, nótese que las condiciones pobres del subsuelo en la Prueba de Carreteras AASHTO se caracterizaban con un Cd igual a 1.0. Terminado lo anterior:

- ❖ Calcule Df para los datos de diseño anteriores, usando la ecuación de diseño de pavimento rígido o el nomograma presentado en el cap. 9. Al diseñar un espesor de sobrecarpeta para una sección de pavimento uniforme, se debe usar valores de entrada promedio. Al diseñar el espesor de una sobrecarpeta para zonas específicas a lo largo de un proyecto, se deben usar los datos exclusivos para esas juntas. En la Tabla 11.12 se proporciona una hoja de trabajo para determinar Df. Se proporcionan como guía valores típicos de entrada. Los valores que se encuentran fuera de estos rangos se deben usar con precaución.

Paso 7: Determinación del espesor efectivo de losa (D_{ef}) de un pavimento existente

A continuación, se presentan los procedimientos de levantamientos físicos de las condiciones y el establecimiento de la vida remanente, V.R.

Def a partir del levantamiento de las condiciones para pavimentos de concreto hidráulico

El espesor efectivo de la losa existente (Def) se calcula por medio de la siguiente ecuación:

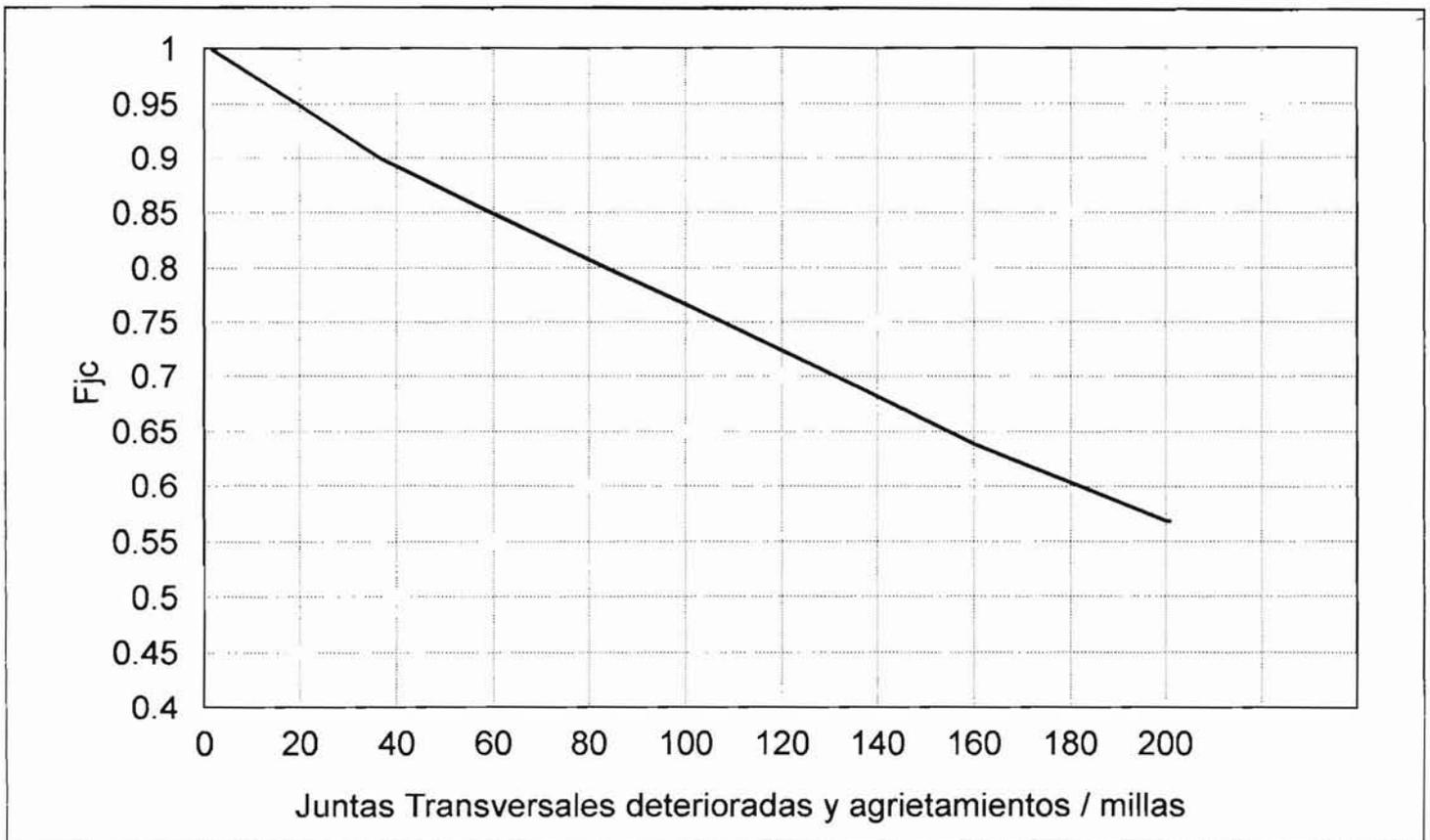


Figura 11.18 Factor de Ajuste fjc.

$$Def = Fjc * Fdur * Ffat * D$$

Ec. 11.17

en donde

D = espesor de la losa PCP existente, en pulgadas

Factor de ajuste de juntas y grietas (Fjc)

Este factor ajusta la pérdida extra en ISI causada por la reflexión de las grietas deterioradas en los reencarpados, mismas que son el resultado de juntas y grietas deterioradas no reparadas, y otras discontinuidades presentes en la losa existente antes de la sobrecarpeta. Una junta o grieta deteriorada en la losa existente se reflejará rápidamente a través de una sobrecarpeta del tipo de CA, y contribuirá a la pérdida de serviciabilidad, por lo tanto, se recomienda que todas las juntas y grietas deterioradas (pavimentos defectuosos con problemas de grietas distintas del tipo "D cracking" o problemas de reactividad de agregado) y cualesquier otro tipo de discontinuidades mayores en la losa existente, sean reparadas con PCP a toda la profundidad, con pasajuntas o varillas de sujeción antes de la sobrecarpeta, de modo que $Fjc = 1.00$.

Si no es posible reparar todas las áreas deterioradas, para determinar Fjc se necesita la siguiente información, con objeto de incrementar el espesor de la sobrecarpeta para tomar en cuenta la pérdida extra en el índice de servicio inicial, ISI, debido a la reflexión de grietas deterioradas (por carril de diseño).

- * Pavimentos que no tienen agrietamiento "D" o problemas de Reactividad de agregados:
- * Número de juntas deterioradas no reparadas/km.
- * Número de grietas deterioradas no reparadas/km.
- * Número de baches no reparados/km.
- * Número de juntas de expansión, juntas excepcionalmente anchas (1 pulgada) y bacheos de CA a todo lo ancho y a toda profundidad del carril/km.

Nótese que no se incluyen las grietas cerradas que puedan mantenerse juntas por refuerzo en JRCP o PCCR. Sin embargo, si una grieta en PCCPyR o PCCR está astillada y tiene fallas, probablemente el acero ha fallado y la grieta deba ser considerada como activa. El astillamiento superficial de grietas PCCR no indica necesariamente que la grieta se esté agrandando. Se usa el número total de juntas, grietas, baches y otras discontinuidades deterioradas no reparadas por kilómetro (o milla) para determinar el Fjc a partir de la Fig. 11.18.

Pavimentos con problemas de durabilidad ("D cracking") o deterioro por agregados reactivos

Los pavimentos pueden estar sujetos a deterioros en las juntas y grietas por problemas de durabilidad. El factor $Fdur$ se usa para ajustar el espesor total y así resolver este problema. Por lo tanto, cuando éste sea el caso, el Fjc se debe determinar

Tabla 11.13 Cálculo de Def para sobrecarpeta de concreto adheridas a PCCP, PCCP Y R , y PCCR

Método del estado físico actual		
F _{jc}	Número de juntas deterioradas no reparadas/milla	= _____
	Número de grietas deterioradas no reparadas/milla	= _____
	Número de baches no reparados/milla	= _____
	Número de juntas de expansión, juntas excepcionalmente anchas, (> 1 pulg.) o baches de gran profundidad/milla	= _____
	Total / milla	= _____
	F _{jc} = _____ (figura 11.18)	
	(Valor recomendado 1.0 reparar todas las áreas deterioradas)	
F _{dur}	1.00: No hay signos de problemas de durabilidad en el concreto existente	
	0.96-0.99: Existe algún agrietamiento de durabilidad pero no existe descascamiento	
	0.88-0.95: Existe agrietamiento y descascamiento	
	F _{dur} = _____	
F _{fat}	0.97-1.00: Existen muy pocas grietas transversales / baches	
	0.94-0.96: Existe un número significativo de agrietamiento transversal / baches	
	0.90-0.93: Existe una gran cantidad de agrietamiento transversal / baches	
	F _{fat} = _____	
	Deff = F _{jc} * F _{dur} * F _{fat} * D = _____	
Método de Vida Remanente		
	N _p = ESAL's pasados de carril de diseño	= _____
	N _{1.5} = ESA's de carril de diseño a P2 de 1.5	= _____
	$RL = 100 \left[1 - \left(\frac{N_p}{N_{1.5}} \right) \right] =$ _____	
	CF = _____ (Figura 11.8)	
	Deff = CF * D = _____	

a partir de la Fig. 11.18, usando únicamente las juntas y grietas deterioradas no reparadas que no son causadas por problemas de durabilidad. Si todas las juntas y grietas deterioradas están astilladas debido a "D cracking" o por agregados reactivos, entonces F_{jc} = 1.0. Esto evitará que se ajuste dos veces con los factores F_{jc} y F_{dur}.

Factor de ajuste de durabilidad (F_{dur})

Este factor ajusta una pérdida extra en los índices de servicio de la sobrecarpeta cuando la losa existente tiene problemas de durabilidad como los ocasionados por ciclos de hielo y deshielo ("D cracking"), o por agregados reactivos. Usando los datos del levantamiento físico de las condiciones del Paso 3, F_{dur} se asigna como sigue:

1.00	Ningún signo de problemas de durabilidad en PCP.
0.96 - 0.99	Existe agrietamiento por durabilidad, pero no astillamiento.
0.80 - 0.95	Existe agrietamiento y astillamiento (normalmente no se recomienda una sobrecarpeta de concreto adherida en estas condiciones).

Factor de ajuste de daño por fatiga (F_{fat})

Este factor ajusta el daño por fatiga que pudiera existir en la losa. Se determina observando el grado de agrietamiento transversal (PCCP, PCSP, PCCPy R) o los baches en pavimentos del tipo PCCR que pueden ser causados principalmente por cargas repetidas.

Para determinar este coeficiente, se hecha mano de los datos del levantamiento físico del Paso 3 y las siguientes pautas para estimar F_{fat} para el carril de diseño.

0.97 - 1.00: Existen pocas grietas transversales y baches (ninguno causado por agrietamiento "D" o anomalías por agregado reactivo)	
En PCCP y PCSP:	< 5% de las losas tienen grietas
En PCCP y R	< 16 grietas en formación por Km
En PCCR:	< 3 baches por Km
0.94 - 0.96: Existe un número significativo de grietas transversales/baches (ninguno causado por "D cracking" o por daños causados por agregado reactivo)	
PCCP y PCSP :	5-15% de las losas tienen grietas
PCCP y R :	16 - 47 grietas funcionales por km
PCCR:	3 - 8 baches por km

0.90 - 0.93: Existe un gran número de grietas transversales/baches (ninguno causado por "D cracking" o anomalías por agregado reactivo)

PCCP y PCSP	> 15% de las losas están agrietadas
PCCP y R:	> 47 grietas por km
PCCR:	> 2 baches por km

D_{ef} a partir de la vida remanente para pavimentos PCP

La vida remanente del pavimento está dada por la siguiente ecuación:

$$V.R = 100 \left[1 - \left(\frac{N_p}{N_{1.5}} \right) \right] \quad \text{Ec. 11.18}$$

En donde

RL = vida remanente, %

N_p = tránsito total hasta ahora, ESALs

N_{1.5} = tránsito total hasta la "falla" del pavimento, ESALs

N_{1.5} se puede estimar usando las ecuaciones para diseño de pavimentos nuevos o el nomograma del capítulo 9. Para ser consistente con la Prueba de Carreteras AASHTO y el desarrollo de estas ecuaciones, se recomienda considerar la "falla" cuando el índice de servicio presente, ISP, sea igual a 1.5 y tenga una confiabilidad del 50 %. D_{ef} se determina por medio de la siguiente ecuación:

$$D_{ef} = CF * D \quad \text{Ec. 11.19}$$

en donde

CF = factor de condición determinado por la Fig. 11.8

D = espesor de la losa existente, pulgadas

Se debe tomar en cuenta que el D_{ef} determinado por este método no refleja ningún beneficio por la reparación previa para el reencarpetao. Por eso, la estimación de D_{ef} obtenida se debe considerar como un límite inferior. El D_{ef} del pavimento será más alto si se realizan reparaciones preliminares de los daños asociados a las cargas. En la Tabla 11.13 se proporciona una hoja de trabajo para la determinación de D_{ef} para PCCP, PCSP, PCCyR y PCCR.

Paso 8: Determinación del espesor de la sobrecarpeta

El espesor de la sobrecarpeta de concreto adherida se calcula como se indica a continuación:

$$D_{sc} = D_f - D_{ef}$$

en donde

D_{sc} = Espesor requerido de la sobrecarpeta PCP adherida, en cm (o pulgadas)

D_f = Espesor de losa determinado en el Paso 6, cm (pulgadas)

D_{ef} = Espesor efectivo de losa existente determinado en el Paso 7, cm (pulgadas)

El espesor de la sobrecarpeta determinado a partir de la relación anterior debe ser razonable cuando se requiera sobrecarpetas para corregir una deficiencia estructural (véase la Sección 11.16 para una discusión de los factores que pueden dar como resultado espesores de sobrecarpetas no razonables).

11.20.6. Acotamientos

Véase la Sección 11.15 para pautas generales.

11.20.7. Juntas

PCCP, PCCP, PCCPyR y PCCR existentes

Las juntas transversales y longitudinales se deben cortar con disco completamente a través del espesor de la sobrecarpeta (más una profundidad de 1.25 cm) tan pronto como lo permita el curado después de la colocación de la sobrecarpeta. Si no se realiza el corte de las juntas inmediatamente después de la colocación, puede haber un rompimiento de la liga o adhesión, lo que puede generar agrietamiento en las juntas, en cuyo caso no se debe colocar pasajuntas o acero de refuerzo. Se debe aserrar una caja o ranura apropiados para el sello y procederá a colocar un sellador tan pronto como sea posible.

PCCR existente

En pavimentos existentes del tipo continuamente reforzado no se requiere cortar las juntas transversales en la sobrecarpeta adherida. Asimismo, en donde se haya utilizado el bacheo a toda profundidad con concreto reforzado y sujetado con varillas son necesarias las juntas transversales para las juntas extremas. Las juntas longitudinales se deben aserrar de la misma manera que para PCSJ, PCCP y PCCPyR.

11.20.8 Procedimientos de adhesión y materiales

El comportamiento exitoso de la sobrecarpeta totalmente adherida depende de una liga confiable con la superficie existente. A continuación se proporcionan las siguientes recomendaciones:

- * La superficie existente se debe limpiar y se le debe dar rugosidad a través de un proceso mecánico que remueva una capa delgada de concreto pero que no dañe (agriete) la superficie. El sistema más usado es el de chiflón con perdigones, aunque también se ha utilizado el fresado en frío; sin embargo, éste dañar la superficie y entonces se requiere un chifloneo posterior con arena para remover las partículas sueltas.

- ❖ Un agente adherente para lograr una adherencia más confiable. Para este propósito se han utilizado con éxito agua, cemento y mortero de arena, lechada de agua y cemento, y epóxicos de baja viscosidad. En algunos casos se ha tenido éxito con sobrecarpetas adheridas construidas sin un agente adherente.

11.20.9. Ensanches

Véase la Sección 11.15 para pautas generales.

11.21 SOBRECARPETAS NO ADHERIDAS DE CCP, CSP Y CCR, DE CCP, CSP, CCR

Para mejorar tanto la capacidad estructural como la condición funcional, se puede colocar una sobrecarpeta no adherida con pasajuntas con o sin refuerzo, PCP o CCP y R, y también del tipo continuamente reforzado, CCR, de un PCP, PCPyR, y PCCR existente, o un pavimento compuesto (CA/PCP). Para construir una sobrecarpeta de concreto no adherida se requieren las siguientes tareas previas:

- ❖ La reparación de únicamente las áreas muy deterioradas y el mejoramiento del sub-drenaje (si fuera necesario)
- ❖ Ampliación o de la construcción (si fuera necesario)
- ❖ Colocación de una capa de separación (esta capa puede servir también como una capa de nivelación)
- ❖ Colocación de la sobrecarpeta de concreto
- ❖ Aserrado y sellado de las juntas

11.21.1 Viabilidad

Un sobrecarpetas no adherida es una alternativa de rehabilitación viable para pavimentos de concreto de cemento port-

land y para prácticamente todas las condiciones. Son más rentables cuando el pavimento existente está severamente deteriorado, pues habrá relativamente poca necesidad de reparaciones previas a la colocación de sobrecarpetas. Las condiciones bajo las cuales no sería viable una sobrecarpeta de concreto no adherida incluyen:

- ❖ El grado de deterioro por agrietamiento de la losa y el astillamiento de las juntas no es tan grande y otras alternativas resultarían mucho más económicas.
- ❖ El espacio libre vertical en los puentes es inadecuado para el espesor requerido de la sobrecarpeta. Esto se puede resolver reconstruyendo el pavimento por debajo de los puentes o elevándolos. Las sobrecarpetas no adheridas más gruesas también podrían necesitar la colocación de señales y pasamanos adicionales, así como el incremento de las pendientes laterales y una extensión de las alcantarillas, en caso de haberlas. Se debe disponer de suficiente derecho de vía para permitir estas actividades.
- ❖ El pavimento existente es susceptible de sufrir levantamientos y/o asentamientos grandes.

Si la duración de la construcción tiene importancia crítica, las sobrecarpetas PCP pueden utilizar mezclas de alta resistencia temprana. Existen testimonios en donde las sobrecarpetas de concreto se han abierto en un término de 6 a 24 horas después de la colocación cuando se ha usado estas mezclas.

11.21.2 Reparaciones previas a la sobrecarpeta

Una ventaja importante de las sobrecarpetas no adheridas es que la cantidad de reparaciones al pavimento existente se reduce substancialmente. Sin embargo, las sobrecarpetas no adheridas no pretenden unir áreas localizadas de soporte no uniforme.

Se debe reparar los tipos de daños listados en tabla 11.12, mostrada más adelante, antes de colocar este tipo de sobrecar-

Tabla 11.14 Tipo de daño y reparación previa

Tipo de daño	Tipo de sobrecarpetas	Reparación
Grieta en formación	PCSP, PCCP, PCCPyR, y	No se necesita reparación
	PCCR	Reparación a toda profundidad con pasajuntas si la deflexión diferencial es significativa
Bache	PCSP, PCCP, PCCPyR y PCCR	Reparación a sección completa
Junta astillada	PCSP, PCCP, PCCPyR	No se requiere reparación
	PCCR	Reparación a toda profundidad de juntas severamente deterioradas
Bombeo	PCSP, PCCP, PCCPyR y PCCR	Drenajes laterales (si fuera necesario)
Asentamiento	PCSP, PCCP, PCCPyR y PCCR	Nivelación con CA
Transferencia de carga pobre junta/grieta	PCSP, PCCP, PCCPyR y PCCR	No se requiere reparación; si el pavimento tiene juntas o grietas con transferencia de carga pobre, considere una capa de separación CA más gruesa

peta a fin de evitar la reflexión de grietas que puedan reducir su vida de servicio.

Otras formas de tratamiento previo para pavimentos muy deteriorados incluyen fractura de la losa (rompimiento/asentamiento, grieta/asentamiento o utilización de grava) de concreto existente antes de la colocación de la capa de separación. La fractura y el asentamiento de la losa existente puede proporcionar un soporte más uniforme para las sobrecarpetas por colocar.

11.21.3 Control de reflexión de grietas

Normalmente cuando se usa una capa de separación de carpeta asfáltica, CA, de 2.5 cm a 5 cm, no debe existir ningún problema con la reflexión de grietas a través de una sobrecarpeta no adherida. Sin embargo, este espesor de la capa de separación puede no ser adecuada para una sobrecarpeta no adherida cuando el pavimento existente tiene transferencia de carga pobre y deflexiones diferenciales altas a través de las grietas transversales y las juntas.

11.21.4 Subdrenaje

Véase la Sección 11.7 para sugerencias generales

11.21.5 Diseño del espesor

El espesor necesario de la sobrecarpeta no adherida es una función de la capacidad estructural requerida para cumplir con demandas futuras de tránsito y la capacidad estructural del pavimento existente. El espesor requerido de la sobrecarpeta que incremente su capacidad estructural a fin de que pueda soportar el tránsito futuro, está determinado por la siguiente ecuación.

$$D_{sc} = \sqrt{D_f^2 - D_{ef}^2} \quad \text{Ec. 11.20}$$

en donde

D_{sc} = Espesor requerido de la sobrecarpeta PCP no adherida (en cm).

D_f = Espesor de la losa para soportar el tránsito futuro (en cm).

D_{ef} = Espesor efectivo de la losa existente (en cm).

En nuestro medio se han construido exitosamente sobrecarpetas de concreto no adheridas tan delgadas de hasta 5 cm, sobre todo en vialidades urbanas y tan gruesas de hasta 30 cm o más. Para pavimentos de carreteras son típicos aquellos espesores de sobrecarpetas no adheridas en el rango de 18 cm a 25 cm.

El espesor requerido de la sobrecarpeta se puede determinar a través de los siguientes pasos de diseño, los cuales constituyen un amplio método que recomienda ensayos sobre el pavimento para obtener datos válidos de diseño. Si no es

posible realizar estas pruebas, se puede desarrollar un diseño aproximado de diseño con base en las observaciones de los daños visibles, saltándose los Pasos 4 y 5, y estimando otros datos.

Se puede hacer el diseño de la sobrecarpeta para una sección uniforme o en una base de zonas puntuales, tal como se describe en la Sección 11.8.1.

Paso 1: Diseño de pavimento existente

Primeramente se caracterizarán los siguientes aspectos:

- * Espesor de losa existente.
- * Tipo de transferencia de carga (pasajuntas, fricción por agregado, PCCR).
- * Tipo de acotamiento (con varillas de sujeción, PCP, otros).

Paso 2: Análisis de tránsito

- * ESAL's de 8.2 ton (18 kips) acumulativos que han pasado en el carril de diseño (N_p), para usarse en la determinación de D_{ef} del método de la vida remanente, V.R., únicamente.
- * ESAL's de 8.2 ton (18 kips) futuros pronosticados en el carril de diseño durante el período de diseño (N_f)

Paso 3: Levantamiento físico de las condiciones actuales

Los siguientes daños se miden mediante la evaluación ocular y el registro de daños para PCSP, PCCP, PCCPyR y PCCR. Para estimar estas cantidades en el carril de tránsito más pesado se puede usar el muestreo a lo largo del proyecto. Los tipos y severidades de los daños se definen en las referencias (12)¹². Deteriorado significa severidad media o mayor.

PCCP, PCSP/ PCCyR

- * Número de juntas transversales deterioradas por km.
- * Número de grietas transversales deterioradas por km.
- * Número de juntas de expansión existentes, juntas excepcionalmente anchas (2.5 cm) o bacheos CA a todo lo ancho y profundidad del carril.
- * Presencia y severidad general de problemas de durabilidad en pavimentos de concreto.
 - * Problemas de durabilidad ("D cracking"): baja severidad (grietas únicamente), severidad media (algo de astillamiento), alta severidad (astillamiento severo).
 - * Agrietamiento por reactividad de agregados: severidad baja, media y alta.
- * Evidencia de fallas, bombeo de finos o agua en las juntas, grietas y en la orilla del pavimento.

PCCR

- * Número de baches por km.
- * Número de grietas transversales deterioradas por km, número de juntas de expansión existentes, juntas excepcionalmente anchas (2.5 cm) o bacheos de CA a todo lo ancho y profundidad del carril.
- * Número de reparaciones existentes y nuevas previas al sobrecarpetas, por km.
- * Presencia y severidad general de problemas de durabilidad PCP (NOTA: el astillamiento superficial de grietas muy cerradas en donde el PCCR subyacente es firme, no se debe considerar como un problema de durabilidad).
- * Durabilidad ("D cracking"): baja severidad (grietas únicamente), severidad media (algo de astillamiento), severidad alta (astillamiento severo).
- * Agrietamiento por agregado reactivo: severidad baja, media y alta.
- * Evidencia de bombeo de finos o agua

Paso 4: Pruebas de deflexión (recomendadas)

Al diseñar una sobrecarpeta no adherida para PCCP, PCCPyR o PCCR existentes, se sugiere seguir las recomendaciones que más adelante se indican para las pruebas de deflexión y determinación del valor k estático efectivo. Al diseñar una sobrecarpeta no adherida para CA/PCP existente, será necesario determinar los módulos de elasticidad de las carpetas asfálticas en varios puntos, tomando en cuenta las temperaturas durante la medición, finalmente se medirán deflexiones y se determinará el valor k estático efectivo de manera más realista.

En seguida se deben medir las configuraciones de deflexión de la losa en la rodada exterior a lo largo del proyecto a un intervalo suficiente para valorar adecuadamente las condiciones. los intervalos típicos son de 30 m a 300 m. Se deben medir las deflexiones con sensores localizados a 0, 30 cm, 60 cm y 90 cm desde el centro de la carga. Es común el empleo de un aparato para medir deflexiones para carga pesada (ejemplo, el Deflectómetro de Caída o de impulsos), utilizando una magnitud de carga de 4.2 ton. ASTM D 4694 y D 4695 proporcionan pautas adicionales sobre las pruebas de deflexión.

Para cada losa probada, verifique el valor k efectivo usando la Fig. 11.16 o un procedimiento de verificación confiable. El AREA de cada curva deformada por deflexión del terreno se calcula por medio de la siguiente ecuación.

$$AREA = 6 \times \left[1 + 2 \left(\frac{d_3}{d_0} \right) + 2 \left(\frac{d_{60}}{d_0} \right) + 2 \left(\frac{d_{90}}{d_0} \right) \right]$$

en donde

d₀ = deflexión en el centro de la placa de carga, cm

d_i = deflexiones a 30 cm, 60 cm, 90 cm, desde el centro de la placa, cm.

El AREA variará típicamente de 29 a 32 para concreto sano

Valor k dinámico efectivo

Al igual que en el caso de sobrecarpetas adheridas, recurra a la Fig. 11.16 con *d₀* y AREA para determinar el valor k dinámico efectivo debajo de cada losa para un radio de carga circular de 5.9 pulgadas y una magnitud de 9,000 libras. Nótese que para cargas de 2,000 libras más o menos, las deflexiones se pueden escalar linealmente a deflexiones de 9,000 libras.

Si se está diseñando un espesor único de sobrecarpetas para una sección uniforme, calcule el valor k dinámico efectivo promedio de las losas probadas en la sección uniforme.

Valor k estático efectivo

$$\text{Valor k estático efectivo} = \text{Valor k dinámico efectivo}/2$$

Tal como se menciona en párrafos anteriores, puede ser necesario ajustar el valor k estático efectivo para tomar en cuenta efectos estacionales usando el método presentado en la Parte II, Sección 3.2.1 de la multicitada guía de diseño de la AASHTO. Sin embargo, el valor k puede cambiar substancialmente y tener solo un efecto muy pequeño sobre el espesor de la sobrecarpeta.

Paso 5: Obtención de núcleos y pruebas en materiales

Cuando se diseña una sobrecarpeta no adherida para PCCP, PCSP, PCPyR o PCCR existentes, la obtención de núcleos y las pruebas de materiales de la losa PCP existente no son necesarios para el diseño del espesor de la sobrecarpeta. Cuando tenga que diseñarse una sobrecarpeta no adherida para CA/PCP existente, se utilizará la prueba ASTM D4123, para la determinación del módulo CA por medio de la obtención de corazones y ensayos de materiales.

Es recomendable ejecutar la prueba a varias temperaturas, a fin de tener una gráfica en donde se muestre la variación de E respecto a la temperatura.

Alternativamente se podrán obtener varios núcleos de 15 cm de diámetro y ensayarlos a la tensión indirecta de acuerdo a la norma ASTM C 496. De esta manera se conoce la resistencia a la tensión indirecta. Luego se aplicará la ecuación 11.15 para obtener el *M_r*.

Paso 6: Determinación del espesor de losa requerido para tránsito futuro (D_f)

El módulo elástico, el modulo de ruptura y los datos de transferencia de carga para determinar *D_f* en el caso de sobrecarpetas PCP no adheridas de pavimentos de concreto y CA/PCP, son representativos de la nueva sobrecarpeta de concreto hidráulico que se ha de colocar, más que de la losa

existente. Esto hay que enfatizarlo, ya que son las propiedades ya citadas de la losa de sobrecarpeta las que controlarán el comportamiento de la sobrecarpeta no adherida.

Valor k estático efectivo por debajo del pavimento existente

Este valor puede ser determinado a partir de uno de los siguientes métodos.

- * Primero se debe verificar el valor k dinámico efectivo a partir de las configuraciones de deflexión, tal como se describe en el Paso 4. Divida el valor k dinámico efectivo sobre dos para obtener el valor k estático efectivo. El valor k estático obtenido puede requerir ser ajustado para tomar en cuenta los efectos de los cambios de estación durante el año (véase la Parte II, Sección 3.2.1 de la guía de la AASHTO ya citada).
- * Procédase a realizar pruebas de carga de placas (ASTM D 1196) después de la remoción de la losa en algunos sitios. Esta alternativa puede resultar costosa y requerir de mucho tiempo, por lo que no se usa con frecuencia. El valor k estático obtenido puede requerir ser ajustado para tomar en cuenta los cambios de estación, como ya se ha mencionado con anterioridad.
- * Haga estimaciones a partir de los suelos y el tipo y espesor de la base, usando la Fig. 9.2 en el capítulo 9. Esta alternativa es simple, pero se debe reconocer que el valor k estático obtenido es sólo una aproximación. Puede ser preciso ajustar el valor k estático obtenido para tomar en cuenta los efectos estacionales.

Pérdida ISP de diseño

Estimar el índice de servicio presente ISP, el cual es por definición el índice de servicio, inmediatamente después de la sobrecarpeta (P1) menos PSI en el momento de la siguiente rehabilitación (P2)

J , factor de transferencia de carga para diseño de juntas de la sobrecarpeta PCP no adherida

Véase la sección 11.20.5 paso 4.

Módulo de ruptura de PCP para sobrecarpetas PCP no adherida

Módulo elástico de sobrecarpetas PCP no adherida

Pérdida de soporte

Use $LS = 0$ para sobrecarpetas PCP no adherida.

Confiabilidad del diseño de sobrecarpetas, R (%)

Véase discusión y tabla anexas en cap. 9. Se anexa tabla en el anexo de figuras.

Desviación estándar total (S_o) para pavimento rígido

Véase el cap. 9. Se anexa tabla con valores tipo.

Capacidad del subdrenaje de la losa existente después de las mejoras del subdrenaje, si las hubiera

Véase el capítulo 9, así como también la Referencia 13¹³, para obtener pautas en la determinación de Cd. El bombeo y las fallas en juntas y grietas determinadas en el paso 3 es una evidencia de que existe un problema de subdrenaje. Al seleccionar este valor, se debe tomar en cuenta que en los tramos experimentales de la AASHTO el drenaje pobre estuvo caracterizado con un Cd de 1.0.

Calcule Df para los datos de diseño anteriores usando la ecuación de diseño de pavimento rígido o el nomograma presentado en el cap. 9, que es el de solución en la ecuación de diseño propuesta para pavimentos rígidos. En la Tabla 11.15 se proporciona una hoja de trabajo para determinar Df.

Paso 7: Determinación del espesor efectivo de una losa (D_{ef}) del pavimento existente

Se presentan los procedimientos de inspección ocular y levantamiento físico de la condición y de la vida remanente de una losa.

D_{ef} a partir del levantamiento físico de las condiciones del camino

El espesor efectivo (D_{ef}) de un pavimento PCP o CA/PCP existente se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$D_{ef} = F_{jcu} * D \quad \text{Ec.11.21}$$

en donde

D = espesor de la losa PCP existente (en pulgadas)

(NOTA: el valor máximo sugerido de D para usarse en el diseño de una sobrecarpeta de concreto no adherida es de 25 cm o 10 pulgadas aun cuando el D existente sea mayor que 25 cm.)

F_{jcu} = factor de ajuste para juntas y grietas para sobrecarpetas de concreto no adherida.

Se debe hacer notar que la carpeta asfáltica existente no se toma en cuenta para determinar el espesor efectivo de la losa de un pavimento compuesto CA/PCP existente.

Las evaluaciones o levantamientos físicos de las sobrecarpeta de concreto no adherida con juntas, han mostrado muy poca evidencia de reflexión de grietas u otros problemas causados por la losa existente.

Por lo tanto, no se usan F_{dur} y F_{fat} para este tipo de sobrecarpetas de concreto. El factor F_{jcv} se modifica para

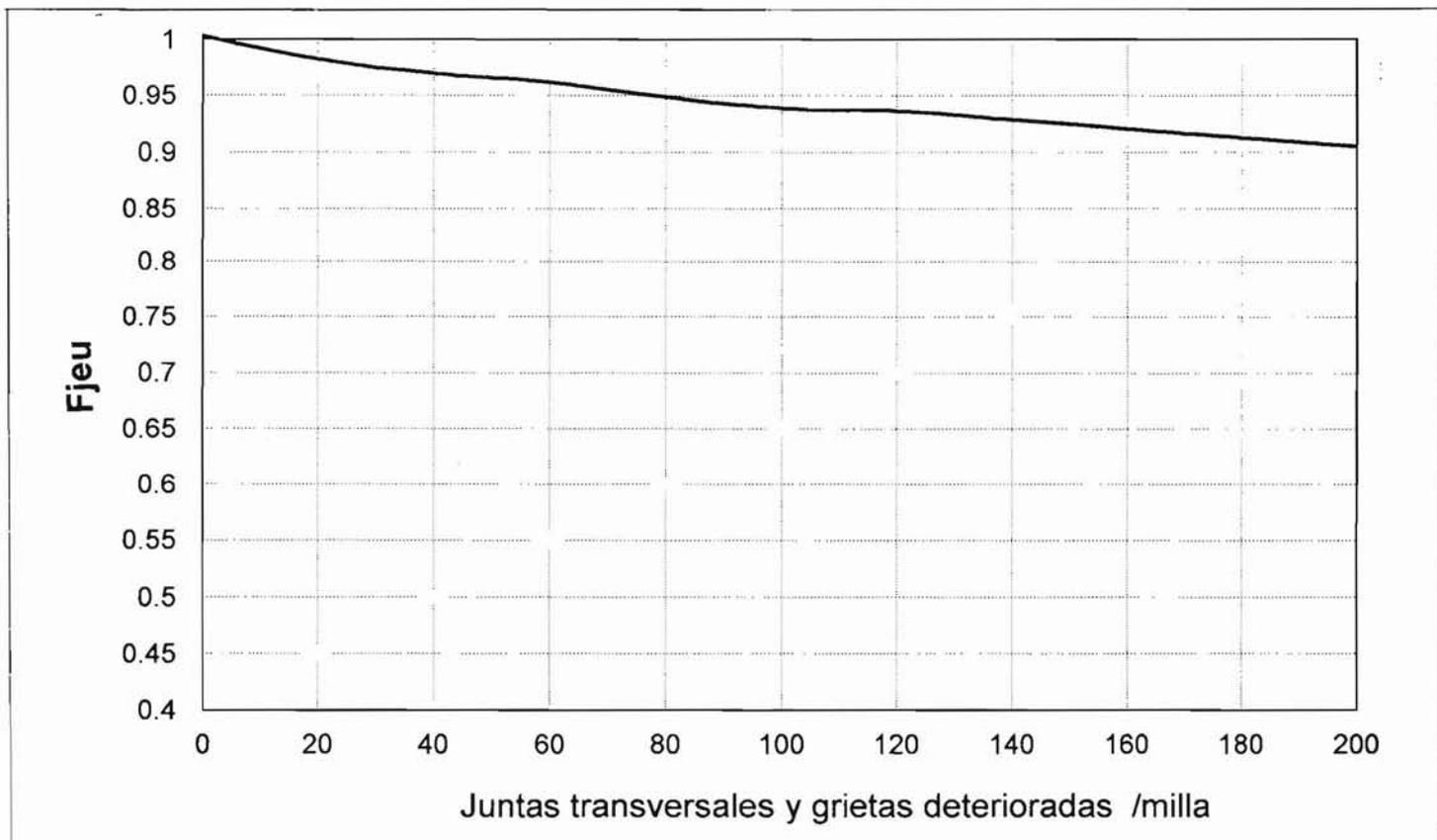


Figura 11.19 Factor de ajuste F_{jcv} , para sobrecarpetas PCSS, PCCP, PCCP Y R y PCCR.

mostrar un efecto reducido de grietas y juntas deterioradas en la losa existente como se muestra en la Fig. 11.18.

Factor de ajuste de juntas y grietas (F_{jcv})

Este factor hace los ajustes por la pérdida extra en el ISP causada por reflexión de grietas deterioradas o baches en las sobrecarpetas, que resultan de juntas deterioradas, grietas y otras discontinuidades no reparadas en la losa existente, previo a la construcción de las sobrecarpetas. Se ha observado muy poca pérdida de ese tipo en ISP para sobrecarpetas no adheridas del tipo, PCSP o JRCP.

Con objeto de determinar F_{jcu} para el ajuste del espesor de sobrecarpeta se debe conjuntar la información que a continuación se consigna, para así compensar la pérdida extra en el ISP por reflexión de grietas deterioradas y que no han sido reparadas.

- * Número de juntas no reparadas (km).
- * Número de grietas no reparadas (km).
- * Número de juntas de expansión, juntas excepcionalmente anchas (> 2.5 cm) o bacheos CA a todo lo ancho y profundidad del carril (km).

Se usa el número total de juntas/grietas deterioradas no reparadas y otras discontinuidades (anteriores a la sobrecarpeta) por km, a fin de determinar F_{jcv} a partir de la Fig. 11.18

para un tipo dado de sobrecarpetas de concreto. Como una alternativa a la reparación extensiva a toda profundidad para una sobrecarpeta no adherida que ha de colocarse en un pavimento muy deteriorado, se puede colocar una capa intercalada más gruesa para tratar de eliminar cualquier problema de reflexión de grietas, de modo que F_{jcv} sea = 1.0.

Definición de la vida remanente para pavimentos PCP

La vida remanente del pavimento está definida por la ecuación 11.18:

$$RL = 100 \left[1 - \frac{N_p}{N_{1.5}} \right] \tag{Ec. 11.22}$$

en donde

RL = vida remanente, %

N_p = tránsito total hasta el momento de dar la rehabilitación, ESAL's

$N_{1.5}$ = tránsito total hasta la "falla" del pavimento, ESAL's

Se puede estimar $N_{1.5}$ usando la ecuación de diseño de pavimento nuevo o los nomogramas para el caso. Para ser consistentes con la Prueba de Carreteras AASHTO y el desarrollo de estas ecuaciones, se recomienda un ISP de "falla" o rechazo igual a 1.0 y una combinación de materiales...

Tabla 11.15 Hoja de trabajo para la determinación de D_f para sobrecarpetas de concreto no adheridas.**LOSA**

Tipo de sistema de transferencia de carga: fricción por agregado. PCCR

Tipo de acotamientos = de concreto con varillas de sujeción, otros

Módulo de ruptura del concreto de la sobrecarpeta no adherida (típicamente de 42 a 56 kg/cm²) = _____ (kg/cm²/cm)Módulo E de PCC de sobrecarpeta desligados (2.1 a 5.6 kg/cm²) = _____ (kg/cm²/cm)

Factor J de transferencia de carga de la sobrecarpeta no adherida (2.5 a 4.4 para PCC unido, 2.3 a 3.2 para PCCR) = _____

TRAFICOESAL_s futuros de 8.2 ton (18 kips) en el carril de diseño por el periodo de diseño (Nf) = _____**SOPORTE Y DRENAJE**

Valor k dinámico efectivo

Valor k estático efectivo = Valor k dinámico efectivo / 2 (típicamente 1.4 a 14 kg/cm²/cm)

Coeficiente de subdrenaje, Dc (típicamente 1.0 para pobres condiciones de subdrenaje) = _____

PERDIDA DE SERVICIABILIDAD

Pérdida de servicio (P1-P2), PSI = _____

CONFIABILIDAD

Confiabilidad de diseño, R. (80 a 99%) = _____

Desviación estándar total, So (típicamente 0.39) = _____

CAPACIDAD ESTRUCTURAL FUTURA

El espesor de losa requerido para el tráfico futuro se determina a partir de la ecuación de diseño de pavimento rígido o del nomograma del capítulo 9 (ecuación de la AASHTO, 1993)

 $D_f =$ _____ cm

Def se determina con la siguiente ecuación:

$$D_{ef} = CF * D \quad \text{Ec. 11.23}$$

en donde

CF = factor de condición determinado por la Fig. 11.8

D = espesor de la losa existente, pulgadas. (NOTA: el valor máximo de D para usarse en el diseño de una sobrecarpeta de concreto no adherida es de 25 cm, aún cuando el D existente sea mayor a tal cantidad.

Es importante hacer notar que el D_{ef} determinado por este método no toma en cuenta ningún beneficio debido a una reparación previa del pavimento existente antes de la colocación del reencarpetado. La estimación del D_{ef} obtenido debe ser, pues, considerado un valor límite inferior. El D_{ef} del pavimento será más alto si se lleva a cabo la reparación previa de los daños asociados con las cargas. También se enfatiza que este método para determinar D_{ef} no es aplicable para pavimentos CA/PCP.

En la Tabla 11.16 se proporciona una hoja de trabajo para la determinación de D_{ef} .

Paso 8: Determinación del espesor de la sobrecarpeta

El espesor de la sobrecarpeta PCP no adherida se calcula como sigue:

$$D_{sc} = \sqrt{D_f^2 - D_{ef}^2} \quad \text{Ec. 11.24}$$

en donde

D_{sc} = Espesor requerido de la sobrecarpeta de concreto no adherida, cm

D_f = Espesor de la losa, determinado en el Paso 6, cm

D_{ef} = Espesor efectivo de la losa existente, determinado en el Paso 7, cm

El espesor de reencarpetado determinado por la relación anterior normalmente es adecuado cuando se pretenda corregir una deficiencia estructural. Véase la Sección 11.16 para una discusión de los factores que pueden dar como resultado espesores de sobrecarpetas no razonables.

11.21.6 Acotamientos

Véase la Sección 11.9 para pautas generales.

Tabla 11.16 Cálculo de D_{eff} para Sobrecarpetas de concreto no adheridas a PCCP, PCCP Y R , PCCR y CA/PCC

Método del estado físico actual		
Sobrecarpeta PCCP, PCCCP Y R ó PCCR:		
F_{jcu}	Número de juntas deterioradas no reparadas/milla	= _____
	Número de grietas deterioradas no reparadas/milla	= _____
	Número de baches no reparados/milla	= _____
	Número de juntas de expansión, juntas excepcionalmente anchas, (> 1 pulg.) o bacheo CA de gran profundidad a todo lo ancho del carril / milla	= _____
	Total / milla	= _____
	$F_{jcu} =$ _____ (figura 11.19)	
Espesor de Losa Efectivo:		
	$D_{eff} = F_{jcu} * D =$ _____	
NOTAS: D máximo permitido de 25 cm (10 pulg) para usarse en el cálculo de D_{eff} en sobrecarpetas no adheridas. La carpeta asfáltica existente se desprecia al calcular D_{eff} para pavimentos CA/PCC al diseñar una sobrecarpeta no adherida.		
Método de Vida Remanente		
	$N_p =$ ESAL's pasados de carril de diseño	= _____
	$N_{1.5} =$ ESA's de carril de diseño a P_2 de 1.5	= _____
	$VR = 100 \left[1 - \left(\frac{N_p}{N_{1.5}} \right) \right] =$ _____	
	$CF =$ _____ (Figura 11.8)	
	$D_{eff} = CF * D =$ _____	
NOTA: D máximo permitido de 25 cm (10 pulg) para usarse en el cálculo de D_{eff} para sobrecarpetas de concreto no adheridas.		

11.21.7 Juntas

Al igual que en el caso de la construcción de pavimento nuevo, se deben proveer juntas transversales y longitudinales, excepto en lo que se refiere a las siguientes pautas para espaciamiento de juntas en el caso de sobrecarpetas de concreto. Debido al soporte inusualmente rígido por debajo de la losa, es aconsejable limitar el espaciamiento de juntas a lo siguiente, a fin de controlar el esfuerzo de alabeo por gradiente térmico:

$$\text{Espaciamiento máximo de juntas (pies)} = 1.75 * \text{Espesor de losa (pulgadas)}$$

Ejemplo: espesor de losa = 8 pulgadas (20 cm)

$$\text{espaciamiento de juntas} = 8 * 1.75 = 14 \text{ pies (4.5m)}$$

11.21.8 Refuerzo

Los sobrecarpetas de concreto no adheridas PCCP y PCCR deben contener refuerzo para mantener cerradas las juntas y las grietas. El diseño del refuerzo debe seguir las pautas dadas para la construcción de pavimentos nuevos, excepto que el factor de fricción debe ser alto (por ejemplo de 2 a 4) debido a la adherencia entre la capa de separación CA y el reencarpetao de concreto¹⁴.

11.21.9 Capa de separación-compensación

Se necesita una capa intercalada de separación entre la sobrecarpeta PCP no adherida y la losa existente con objeto de aislar el reencarpetao de las grietas y otro tipo de deterioro en la losa existente.

El material de la capa de separación que más común y exitosamente se ha usado es una mezcla asfáltica, colocada con un espesor promedio de 2.5 cm. Si se requiere una nivelación, también se puede usar la citada mezcla intercalada para ese propósito.

Algunos materiales delgados que se han usado como rompedores de adherencia no se han comportado muy bien. Otras capas delgadas incluyen tratamientos de superficiales, lechadas sellantes y asfalto con recubrimiento de arena, para pavimentos existentes; estos procedimientos han evitado gran cantidad de fallas o roturas de la losa.

Para carreteras con un gran volumen de tránsito se debe considerar el problema potencial de la erosión de la capa separadora. Un tratamiento superficial delgado puede erosionarse más rápidamente que una mezcla asfáltica. No existe razón para no utilizar una capa intercalada granular, permeable de estructura abierta, a condición de que se diseñe un sistema de drenaje que colecte el agua de esta capa. Este tipo de intercapa debe proporcionar un excelente control de reflexión de grietas y evitar el bombeo y la erosión de la capa de compensación.

11.21.10 Ensanche

Véase la Sección 11.15 respecto a pautas generales.

11.22 SOBRECARPETAS PCCP, PCSP, PCCPYR, Y PCCR SOBRE UN PAVIMENTO ASFALTICO "Whitetopping"

Desde hace algunos años se ha venido construyendo en diferentes países sobrecarpetas del tipo PCCP, PCSP, PCCPyR y PCCR sobre un pavimento CA para mejorar tanto la capacidad estructural, así como las condiciones funcionales. Este tipo de sobrecarpetas consiste de la siguiente secuencia constructiva:

- * Reparación de áreas deterioradas y realización de mejoras en el subdrenaje (si así se requiere).
- * Ampliación de la superficie de construcción (si fuese necesario).
- * Fresado de la superficie existente en caso de existir distorsiones importantes o bombeo superficial inadecuado.
- * Colocación de una capa de nivelación CA (si fuera necesario).
- * Colocación de la sobrecarpeta de concreto.
- * Aserrado y sellado de juntas.

11.22.1 Viabilidad

Una sobrecarpeta de concreto es una alternativa viable de rehabilitación para pavimentos de flexibles para prácticamente todas las condiciones. Son más rentables cuando el pavimento existente está seriamente deteriorado.

Las condiciones bajo las cuales no sería viable este tipo de reencarpetao incluyen:

- * El grado de deterioro no es tan grande y otras alternativas serían mucho más económicas.
- * El gálibo en puentes es inadecuado para el espesor requerido de la sobrecarpeta. Esto se puede solucionar reconstruyendo el pavimento debajo de los puentes o elevándolos. Las sobrecarpetas de concreto más gruesas pueden requerir señalamientos y pasamanos adicionales, así como también incrementar los bombeos superficiales y extender o ampliar las alcantarillas en caso de que las haya. Se debe disponer de suficiente derecho de vía para permitir estas actividades.
- * El pavimento existente es susceptible de grandes movimientos verticales y asentamientos.

Si la duración de la construcción tiene importancia crítica, las sobrecarpetas de concreto pueden utilizar mezclas de alta

resistencia temprana. Este tipo de sobrecarpetas, en las que se ha usado las mezclas ya citadas, han sido abiertas al tránsito en un período de 6 a 24 horas después de su colocación.

11.22.2 Reparaciones preliminares

Una ventaja importante de las rehabilitaciones de superficies asfálticas por medio de sobrecarpetas PCCP, PCSP, PCCPyR, Y PCCR es que la cantidad de reparación requerida para el pavimento existente se reduce de manera importante.

Sin embargo, antes de la colocación de la sobrecarpeta se debe reparar los siguientes tipos de daños (enumerados en la tabla 11.17), a fin de evitar grietas por reflexión que puedan reducir su vida de servicio.

11.22.3. Control de reflexión de grietas

Las reflexión de grietas generalmente no son un problema para sobrecarpetas PCCP, PCSP, PCCPyR Y PCCR de una sobrecarpeta CA.

Sin embargo, si el pavimento flexible existente tiene grietas transversales por temperatura y que sean severas, podría ser recomendable colocar algún tipo de capa de separación sobre las grietas transversales para reducir el potencial de agrietamiento por reflexión.

Tabla 11.17

Tipo de daño	Tipo de sobrecarpetas	Tipo de Reparación
Agrietamiento de cocodrilo.	PCCP, PCSP, PCCPyR, PCCR	No se necesita reparación áreas bacheadas en zonas de deflexiones altas.
Grietas transversales.	PCCP, PCSP, PCCPyR, PCCR	No se necesita reparación.
Bombeo, desgaste de capa.	PCCP, PCSP, PCCPyR, PCCR	Drenajes laterales (si fuera necesario). Quitar la capa desgastada si es severa.
Asentamiento/levantamiento.	PCCP, PCSP, PCCPyR, PCCR	Nivelación con mezcla asfáltica.

11.22.4 Subdrenaje

Véase la Sección 11.7 respecto a pautas

11.22.5 Diseño del espesor

El espesor requerido de la sobrecarpeta de concreto es una función de la capacidad estructural requerida para hacer frente a la demanda futura de tránsito y al soporte proporcionado por el pavimento CA subyacente. El espesor requerido de la sobrecarpeta para incrementar la capacidad estructural para soportar el tránsito futuro se determina por la siguiente ecuación.

$$D_{sc} = D_f$$

Ec. 11.25

en donde

D_{sc} = espesor requerido de la sobrecarpeta de concreto, cm

D_f = espesor de la losa para soportar el tránsito futuro, cm

En nuestro país se tienen buenas experiencias con sobrecarpetas de concreto no adheridas sobre pavimentos asfálticos tan delgadas de hasta de 12.5 cm y tan gruesas como de 30 cm o más. En México, para la mayoría de las sobrecarpetas en pavimentos carreteros los espesores típicos han sido del rango de 18 a 28 cm.

El espesor requerido de la sobrecarpeta se puede determinar a través de la secuencia de diseño que abajo se detalla. Estos pasos de diseño proporcionan un método amplio que recomiendan ensayos directamente sobre el pavimento existente, a fin de obtener información lo más representativa posible para el proyecto.

Si no es posible llevar a cabo estas pruebas, se puede desarrollar un diseño aproximado de la sobrecarpeta basándose en las observaciones visibles de daños, omitiendo los Pasos 4 y 5 y estimando otros parámetros.

Se puede hacer el diseño de la sobrecarpeta para una sección uniforme de acuerdo con el método de zonas puntuales, tal como se describe en la Sección 11.18.1

Paso 1: Diseño de pavimento existente

Tipo de material existente y espesores de sobrecarpetas

Paso 2: Análisis de tránsito

ESAL's de 8.2 ton (18 kips) futuros pronosticados en el carril de diseño para el período de diseño (Nf).

Paso 3: Levantamiento físico de las condiciones actuales

No se requiere un levantamiento detallado de la condición del daño.

Sólo es necesario uno más general que identifique cualquiera de los siguientes daños que pueden afectar el comportamiento de una sobrecarpeta de concreto hidráulico.

- * Levantamientos y expansiones de las capas de apoyo
- * Signos de desgaste de la capa de concreto asfáltico. Esto podría convertirse en algo más serio bajo una sobrecarpeta de concreto.
- * Grietas transversales importantes que, sin una nueva capa de separación, se puedan reflejar a través de la nueva sobrecarpeta.

Paso 4: Pruebas de deflexión (muy recomendadas)

Resulta conveniente medir las configuraciones deformadas por deflexión en la rodada exterior a lo largo del proyecto, a un intervalo suficiente para valorar adecuadamente el estado físico. Los intervalos típicos están en el rango de 30 a 300 m.

Se recomienda un aparato de deflexión para carga pesada (por ej. el Deflectómetro de Caída o del tipo de impulso existente) en el mercado y una magnitud de carga de 9,000 libras. Las normas ASTM D 4694 y D 4695 proporcionan pautas adicionales sobre pruebas de deflexión *in situ*. Estas últimas se deben medir en el centro de la carga, y, por lo menos, a otra distancia respecto al punto de carga.

Para cada punto de ensaye, determinar de manera indirecta el módulo de resiliencia (M_R) y el módulo efectivo del conjunto de pavimento (E_p) de acuerdo con los procedimientos descritos en la guía de diseño para rehabilitaciones con concreto asfáltico de la ASSHTO.

Valor k dinámico efectivo

Estime el valor k dinámico efectivo a partir de la Fig. 9.2, en el capítulo 9 (tomado de la guía de Diseño de la AASHTO, 1993), usando el módulo de resiliencia de la capa de apoyo (\bar{M}_R), el módulo elástico efectivo de las capas de pavimento (E_p) y el espesor total de las capas del pavimento por encima de la subrasante (D). Es necesario insistir que el módulo de resiliencia usado para estimar el valor k dinámico efectivo no se debe ajustar por el factor C (0.33, por ejemplo) que corresponde al momento de establecer el módulo de resistencia de diseño para sobrecarpetas asfálticas en pavimentos flexibles existentes.

Si se está diseñando un espesor único de sobrecarpetas para una sección uniforme, calcule el valor k dinámico efectivo promedio de la sección uniforme.

Paso 5: Obtención de núcleos y prueba de materiales

A menos de que exista alguna condición inusual de daño, no se requiere la obtención de corazones y ni ensayos de materiales.

Paso 6: Determinación del espesor requerido de losa para tránsito futuro (D_f)

Valor k estático efectivo

Se requiere determinar este valor en la base de la sobrecarpeta de concreto sobre un pavimento CA existente. Se determina a partir de uno de los siguientes métodos.

- * Determine el valor k dinámico efectivo a partir del módulo de resiliencia calculado indirectamente del apoyo, M_R , el módulo del pavimento, E_p , y el espesor de la losa, D .

Tabla 11.18 Hoja de trabajo para la determinación de D_f para sobrecarpetas de concreto aplicadas a pavimentos de concreto asfáltico

LOSA	
Tipo de sistema de transferencia de carga: dispositivo mecánico, fricción entre agregado, PCCR	_____
Tipo de acotamientos = de concreto con varillas de sujeción, otros	_____
Módulo de ruptura del concreto de la sobrecarpeta no adherida (típicamente de 42 a 56 kg/cm ²)	= _____ (kg/cm ² /cm)
Módulo E de PCC de sobrecarpeta no adherida (2.1 a 5.6 kg/cm ²)	= _____ (kg/cm ² /cm)
Factor J de transferencia de carga de la sobrecarpeta no adherida (2.5 a 4.4 para PCC unido, 2.3 a 3.2 para PCCR)	= _____
TRAFICO	
ESAL8 futuros de 8.2 ton (18 kips) en el carril de diseño por el período de diseño (Nf)	= _____
SOPORTE Y DRENAJE	
Valor k dinámico efectivo	
Valor k estático efectivo = Valor k dinámico efectivo/ 2 (típicamente 1.4 a 14 kg/cm ² /cm)	
Coefficiente de subdrenaje, Dc (típicamente 1.0 para pobres condiciones de subdrenaje)	= _____
PERDIDA DE SERVICIABILIDAD	
Pérdida de diseño (P1-P2), PSI	= _____
CONFIABILIDAD	
Confiabilidad de diseño, R. (80 a 99%)	= _____
Desviación estándar total, So (típicamente 0.39)	= _____
CAPACIDAD ESTRUCTURAL FUTURA	
El espesor de losa requerido para el tráfico futuro se determina a partir de la ecuación de diseño de pavimento rígido o del nomograma del capítulo 9 (ecuación de la AASHTO).	
Df= _____	cm

pavimento, D, tal como se describe en el Paso 4. Divida el valor k dinámico efectivo entre 2 para obtener el valor k estático. El valor k estático puede requerir ajustes para tomar en cuenta los efectos por cambios estacionales de la resistencia .

- ❖ Haga la estimación de k a partir de los datos del suelo y los tipos y espesores de la capa del pavimento, usando la Fig. 9.2. El valor k estático obtenido podría requerir algunos ajustes para tomar en cuenta efectos por cambios de estacionales.

Pérdida del Índice de Servicio Presente, ISP, de diseño

Establecer un ISP inmediatamente después de la colocación de la sobrecarpeta (P₁) menos ISP en el momento de la siguiente rehabilitación (P₂).

J, factor de transferencia de carga para el diseño de juntas de sobrecarpetas PCP (ver Capítulo 9)

Módulo de ruptura de la sobrecarpeta de concreto

Use el módulo de ruptura determinado con el ensaye de carga en vigas en el tercio medio a un promedio a 28 días de la sobrecarpeta.

Módulo de elasticidad de sobrecarpetas de concreto

Use un módulo de elasticidad promedio a los 28 días para la sobrecarpeta.

Pérdida de soporte (ver Capítulo 9)

Confiabilidad del diseño de sobrecarpetas, R (%) (ver Capítulo 9)

Desviación estándar total (So) para pavimento rígido (ver Capítulo 9)

Capacidad de subdrenaje del pavimento existente CA

Establecer un valor del coeficiente de drenaje, Cd, después de mejoras en el subdrenaje, si las hubiese. Véase Capítulo 9 para algunas pautas en la determinación de Cd. En la selección de este valor, se debe tener presente que la condición de drenaje pobre en la Prueba de Carreteras AASHTO estuvo caracterizada con un C_d de 1.0. Ver tabla con valores de diseño en el Capítulo 9.

Calcule D_f para los datos de diseño anteriores usando la ecuación de diseño de pavimento rígido o el nomograma del

cap. 9 (para la solución de la ecuación de la AASHTO). Al diseñar el espesor de sobrecarpetas para una sección uniforme de pavimento se deben usar los valores promedio para los datos de entrada en el nomograma de solución.

Al diseñar el espesor de una sobrecarpeta para puntos específicos a lo largo del proyecto se deben usar los datos para dicho punto en particular. En la Tabla 11.18 se proporciona una hoja de trabajo para la determinación de D_f .

Paso 7: Determinación del espesor de la sobrecarpeta

El espesor de la sobrecarpeta de concreto hidráulico se calcula como sigue:

$$D_{sc} = D_f$$

El espesor de la sobrecarpeta determinado a partir de la relación anterior debe ser razonable cuando esta última se requiera para corregir una deficiencia estructural. Véase la Sección 11.16 para una discusión de los factores que pueden dar como resultado espesores no razonables de la sobrecarpeta.

11.22.6. Acotamientos

Véase la Sección 11.9 para algunas recomendaciones.

11.22.7. Juntas

La junta se debe fabricar realizando cortes completos a través del espesor de la sobrecarpeta, más 1 cm. De profundidad. En esta junta no se deben colocar pasajuntas ni varillas de sujeción.

Se debe construir, asimismo, la caja sellante, tal como se detalla en capítulos anteriores.

11.22.8. Ampliación

Véase la Sección 11.15 respecto a pautas.

A continuación se presentan algunos ejemplos de aplicación, con el propósito de ilustra las secuencias de trabajo y análisis.

EJEMPLOS DE APLICACION

Sobrecarpetas desligadas de concreto: Sobre concreto existente

Cálculo indirecto de K_{ef} .

Carga en lbs	d0 milésima de pulg.	d30 milésima de pulg.	d60 milésima de pulg.	d90 milésima de pulg.	Area en pulgadas	Radio de la rigidez relativa I_k , en pulg.	Módulo de reacción efectivo dinámico, K_{din}			Módulo de elasticidad E, en psi
							$p/8 \cdot d_0 \cdot I_k^2$	en psi	$K_{dinámico}$	
9144	3.89	3.37	2.85	2.4	28.88946015	29.61999977	334.90878	0.981186	328.60772	5.3811E+06
9088	3.89	3.33	2.81	2.31	28.50385604	28.40131441	362.03608	0.979825	354.73202	4.9103E+06
9104	3.94	3.33	2.81	2.36	28.29441624	27.78097919	374.24064	0.979073	366.40872	4.6431E+06
9128	3.94	3.42	2.85	2.4	28.75126904	29.17123398	340.314	0.980702	333.74656	5.1415E+06
									Promedios= 349.91615	5,019,037
									Kestático= 174.95808	

$$a = 5.9" \text{ (15 cm)} \quad \gamma = 0.577216$$

$$\text{Espesor de la losa} = 8.2" \text{ (20 cm)}$$

Tráfico futuro y pavimento existente

$$\text{Espesor de la losa} = 8.2" \text{ (20 cm)}$$

$$\text{Tráfico en el carril de diseño, ESAL's} = 11,000,00$$

Determinación del espesor requerido, D_{sc}

Parámetros de diseño para la nueva sobrecarpeta

Módulo de ruptura de la sobrecarpeta, $M_R = 700$ psi

(49 kg/cm²)

Módulo de elasticidad de la sobrecarpeta = 4,900,000 psi

(344,505 kg/cm²)

Módulo efectivo del módulo de reacción, $k_{ef} = 173$ psi/in

(4.8 kg/cm²)

Cof. de transferencia de cargas, $J = 4$

Módulo de ruptura, $S'_o = 700$ psi

(49 kg/cm²)

$P_1 = 4.5$

$E_c = 4,900,000$ psi

(344,505 kg/cm²)

$P_2 = 4.2$

Desviación estándar, $S_o = 0.35$

Pérdida de soporte = 0

Coef. de drenaje = 1

El proceso es el de proponer espesores para diferentes índices de servicio para obtener ESAL's de diseño en el futuro:

Propuesto D_f , en pulg.	cm	R, %	Millones de ESAL'S calculados
9.4	23.876	50	10,972,879
10.5	26.67	80	11,282,235
11.1	28.194	90	11,337,203
11.6	29.464	95	11,285,326
12.6	32.004	99	11,235,624

Determinar D_{ef}

Proponer:

$F_{ju} = 0.94$ (para el caso del 100% de grietas transversales deterioradas)

$D_{ef} = D_{jcu} \times D_{existente} = 7.71" \text{ (20 cm)}$

Obtención del espesor de sobrecarpeta $\sqrt{D_f^2 - D_{ef}^2}$

Nivel de confianza %	Espesor de sobrecarpeta, pulg.	Espesor en cm
50	5.38	13.67
80	7.13	18.11
90	7.99	20.29
95	8.67	22.02
99	9.97	25.32

Sobrecarpetas ligadas de concreto: Sobre PCCR existente

Cálculo indirecto de Kef.										
Carga en lbs	d0 milésima de pulg.	d30 milésima de pulg.	d60 milésima de pulg.	d90 milésima de pulg.	Area en pulgadas	Radio de la rigidez relativa lk, en pulg.	Módulo de reacción efectivo dinámico, Kdin			Módulo de elasticidad E, en psi
							p/8.d0.lk^2	en psi	Kdinámico	
2000	1.6	1.5	1.4	1.2	32.250	47.84016444	68.27	0.991627	67.70	8.1242E+06
2000	1.4	1.2	1.1	0.9	29.571	32.05852079	173.75	0.983513	170.89	4.1353E+06
2000	1.2	1.1	1	0.9	31.500	41.95114195	118.38	0.989525	117.14	8.3119E+06
2000	2.3	2	1.7	1.3	28.696	28.99449568	129.29	0.980506	126.77	2.0527E+06
									Promedios = 118.57	5,656,030
									Kestático = 59.29	

a = 5.9" (15cm) $\gamma = 0.577216$ Espesor de la losa = 8.2" (20 cm)

Tráfico futuro y pavimento existente

Espesor de la losa = 8.2" (20 cm) Tráfico en el carril de diseño, ESAL's = 23,305,980

Determinación del espesor requerido, Dr

Parámetros de diseño para la nueva sobrecarpeta

- Módulo de ruptura de la sobrecarpeta, S'o = 735 psi (52 kg/cm²)
- Módulo de elasticidad de la sobrecarpeta = 5,700,000 psi (400,750 kg/cm²)
- Módulo efectivo del módulo de reacción, k ef. = 60 psi/in (1.7 kg/cm²)
- Cof. de transferencia de cargas, J = 2.5
- P1 = 4.5 Ec = 5,700,000 psi (400,750 kg/cm²)
- P2 = 4.2 Desviación estándar, So = 0.39
- Pérdida de soporte = 0 Coef. de drenaje = 1

El proceso es el de proponer espesores para diferentes índices de servicio para obtener ESA'l de diseño en el futuro:

Propuesto Df, en pulg.	cm	R, %	Millones de ESAL'S calculados
8.6	21.844	50	22,945,510
9.7	24.638	80	23,530,930
10.3	26.162	90	23,578,012
10.8	27.432	95	23,375,539
11.8	29.972	99	23,049,084

Determinar Def

- Proponer: Fjc = 0.95
- Ffat = 0.95
- Fdur = 1
- Def = Fjc x Fdur x Fexistente = 7.22" (18.35 cm)

Obtención del espesor de sobrecarpeta Dsobrecarga = Df - Def

Nivel de confianza %	Espesor de sobrecarpeta, pulg.	Espesor en cm
50	1.38	3.51
80	2.48	6.30
90	3.08	7.82
95	3.58	9.09
99	4.58	11.63

Sobrecarpetas de concreto en pavimentos asfálticos

Información del pavimento existente

Espesor de la carpeta asfáltica: 5.5"	(14cm)
Base de piedra triturada: 12"	(30 cm)
Sub-base: 0	
Capa subrasante: consiste en limo arenoso y gravas arenosas	
Espesor total: 17.5"	(44cm)
ESAL's futuros: 4,200,000	

Obtención de E_p , a partir de deflexiones medidas

$$d_o = 1.5p.a. \left[\frac{1}{\bar{M}_r \sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \right)^2 \frac{E_p}{M_R}}} + \frac{\left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \right)^2}} \right]}{E_p} \right]$$

$$D_r = 0.0445 \quad (\text{medido}) \quad r = 36 \quad (\text{dato})$$

$$D = 17.5" \quad a' = \text{radio del área cargada}$$

$$a = 5.9" \quad P = 9000 \text{ psi}$$

$$\bar{M}_R = 13,483 \text{ psi} \quad A = 109.3588 \text{ pulg}^2$$

$$p = 82.29787 \text{ psi}$$

$$\frac{E_p}{M_R} = 1.256 \quad (\text{propuesto})$$

$$E_p = 16,934.83 \text{ psi} \quad d_o = 0.0241"$$

$$\frac{M_R \cdot d_o}{P} = 0.36105 \quad 36.104869$$

$$d_o = 1.5p.a' [2.21E-05 + 4.018E-05]$$

$$d_o = 1.5p.a' [6.23E-05] \quad d_o' = 0.0453794 \text{ pulg}$$

$$\frac{M_R \cdot d_o'}{E_p} = 0.03613$$

Solución: proponer el valor de E_p/M_R hasta que el valor $(M_R \cdot d_o/P)$ con el calculado de $M_R \cdot d_o/E_p$.

$$a_e = \sqrt{a^2 + \left(D \sqrt{\frac{E_p}{M_R}} \right)^2}$$

Checar que se cumpla $r > a_e$

$$a_e = 19.78162 \quad r = 36$$

$$0.7a_e = 13.84713 \therefore$$

Utilizando la figura 9.2 del capítulo 9:

$$K_{ef} \text{ dinámico} = 780 \text{ lb/pulg}^2/\text{pulg} \quad (2.16 \text{ kg/cm}^3)$$

$$K_{ef} \text{ estático} = 390 \text{ lb/pulg}^2/\text{pulg} \quad (10.80 \text{ kg/cm}^3)$$

Determinación de D_f

Parámetros de diseño para la nueva sobrecarpeta

$$\text{Módulo de ruptura de la sobrecarpeta, } M_R = 690 \text{ psi} \quad (48 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Módulo de elasticidad de la sobrecarpeta} = 4,200,000 \text{ psi} \quad (2.9 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Módulo efectivo del módulo de reacción, } K_{ef} = 390 \text{ pci} \quad (10.8 \text{ kg/cm}^3)$$

$$\text{Coef. de transferencia de cargas, } J = 3.2$$

$P1 = 4.5$ $E_c = 4,200,000 \text{ psi}$ (kg/cm^2)
 $P2 = 2.5$ Desviación estándar, $S_o = 0.35$
 Pérdida de soporte = 0 Coef. de drenaje = 1

Solución

Variar D_f y R hasta lograr valores muy aproximados de los ESAL's de futuro de proyecto.

Propuesto D_f , en pulg.	Espesor en cm	Nivel de confianza, %	Millones de ESAL'S calculados
6.5	16.51	50	4,495,669
7.4	18.80	80	4,286,492
7.9	20.07	90	4,238,316
8.4	21.34	95	4,433,596
9.2	23.37	99	4,312,918

Referencias

- ¹ "AASHTO, *"Maintenance Manual"*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. (1976)
- ² Federal Highway Administration, "Pavement Rehabilitation Manual", Pavement Division, Office of Highway Operations, Washington, D.C. (Versión actual).
Darter, M.I. Barenberg, E.J., and Yrjanson, W.A., "Joint Repair For Portland Cement Concrete Pavements," NCHRP Report No 281, Transportation Research Board, 1985
"Construcción de Pavimentos de Concreto, Manual del Participante", AASHTO/FHWA/Industria, Capacitación Conjunta. Publicación No. FHWA, HI-96-027, 1996
Snyder, M.B., Reiter, M.J., Hall, K.T. and Darter, M.I., "Rehabilitation Techniques," Report No FHWA-RD-88-071, Federal Highway Administration, 1989.
- ³ Vespa, J.W., Hall, K.T., Darter, M.I., and Hall, J.P., "Performance of Resurfacing of JRCP and CRCP on the Illinois Interstate Highway System", Illinois Highway Research Report No 517 -5, Federal Highway Administration Report No FHWA-IL-UI-229, 1990.
- ⁴ AASHTO Guide for Design of Pavement Structures, American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993. Parte I, Capítulo 4.
- ⁵ Darter, M.I., Elliot, R.P., and Hall, K.T., "Revision of the AASHTO Pavement Overlay Design Procedures, Appendix: Overlay Design Examples," NCHRP Project 20 -7/Task 39, Final Report, April 1992.
- ⁶ Darter, M.I., Elliot, R.P., and Hall, K.T., "Revision of the AASHTO Pavement Overlay Design Procedures, Appendix: Documentation of Design Procedures," NCHRP Project 20 -7/Task 39, Final Report, April 1992
- ⁷ "Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements", Portland Cement Association, 1984, boletín técnico EB109.01P
- ⁸ Tayabji, S.D. and Colley, B.E., "Analysis of Jointed Concrete Pavements", reporte preparado para la Construction Technology Laboratories para la Federal Highway Administration de E.U.. Febrero de 1984
- ⁹ Adaptado del capítulo 5, parte III, de "AASHTO Guide For the Design of Pavement Structures", American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993.
- ¹⁰ Ver por ejemplo " Distress Identification Manual for the Long - Term Pavement Performance Project", Strategic Highway Research Program, National Research Council, SHRP -P -338, Washington, D.C. 1993
- ¹¹ Darter, M.I. , Barenberg, E.J., and Yrjanson, W.A., "Joint Repair Methods For Portland Cement Concrete Pavements", NCHRP Report No 281, Transportation Research Board, 1985
- ¹² Smith, K. D., Darter, M.I., Rauhut, J.B., and Hall, K.T., "Distress Identification Manual for the Long Term Pavement Performance (LTPP) Studies", Strategic Highway, Research Program, 1988. Alternativamente se podrá utilizar "Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Project". Strategic Highway Research Program. SARP-P-338, Washington, D.C., 1993
- ¹³ Smith, K.D., Peshkin, D.G., Darter, M.I., Mueller, A.L. and Carpenter, S.H., "Performance of jointed Concrete Pavements, Phase I, Volume 5, Data Collection and Analysis procedures", Federal Highway Administration Report No. FHWA/RD/89/140, March 1990.
- ¹⁴ Ver la Parte II, Sección 3.4 de la guía de diseño de pavimentos AASHTO, 1993).

