

UMSNH

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

**“ANALISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO AASHTO Y EL METODO
PCA EN EL DISEÑO DE UN PAVIMENTO RIGIDO”**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

ENRIQUE HERNANDEZ GOMEZ

ASESOR

ING. ALEJANDRO PERALTA ARNAUD

MORELIA MICHOACAN
JUNIO 2007



DEDICATORIA

A Dios: por brindarme la oportunidad de vivir.

A mis Padres: por su amor y cariño, por su apoyo incondicional, por su comprensión, por sus consejos para que me realizara como una gran persona y sobre todo por ser lo que son.

A mis Hermanos: que me apoyaron en todo y que estuvieron conmigo siempre en aquellos momentos difíciles.

A mi Sobrino: que siempre me da esa luz para iluminar el camino, para ti Gael.

A mi Asesor: que con sus conocimientos hicieron posible la realización de esta obra.

Y a todas aquellas personas que de una u otra forma estuvieron conmigo brindándome su amor, su cariño y su amistad para que esto tuviera un buen término.

Gracias . . .



INDICE

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

CAPITULO I “ESTRUCTURA DE PAVIMENTOS”

- Conceptos
- Clasificación
- Factores que influyen en la Performance de los Pavimentos
- Elección del tipo de Pavimento
- Proyecto del Espesor de Pavimento en General

CAPITULO II “VARIABLES DE DISEÑO”

1. Calidad de los Materiales

- Naturaleza y Origen de los Suelos
- Relaciones Gravimétricas y Volumétricas de los Suelos
- Características y Estructuración de las Partículas Minerales

2. Mecánica de los Suelos

- Granulometría de los Suelos
- Plasticidad
- Permeabilidad
- Límite Líquido
- Límite Plástico
- Prueba Proctor
- Prueba Porter Estándar
- Valor Relativo de Soporte
- Módulo de Reacción K
- Clasificación de los Suelos desde el punto de vista de las Vías Terrestres
- Generalidades acerca del Terreno de Cimentación
- Mejoramientos del Terreno de Cimentación
- Compactación de Suelos
- Variables que Afectan el Proceso de la Compactación de los Suelos
- La Curva de Compactación
- Procesos de Compactación de Campo

3. Efectos de Tránsito

- Tránsito
- Volumen de Tránsito
- Velocidad de proyecto
- Capacidad vial

CAPITULO III

“ESPECIFICACIONES DE DISEÑO”

- Consideraciones para el Diseño de Juntas
- Agrietamientos
- Eficiencia de la Junta
- Factores que Contribuyen a la Transferencia de Carga
- Tipo de Juntas
- Sellado de Juntas

CAPITULO IV

“APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS”

- Método de Diseño AASHTO
- Método de Diseño PCA

CAPITULO V

“INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS”

- Método AASHTO
- Método PCA

CAPITULO VI

“ANÁLISIS COMPARATIVO”

- Análisis entre el Método AASHTO y el Método PCA

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA



INTRODUCCION

INTRODUCCION

Los medios de comunicación por tierra, agua y aire son conocidos como motores de la vida social, y poderosos instrumentos de la civilización, apareciendo en cada uno de ellos variedades que dependen de la clase de elemento y de su manera de utilizarlo. Así en los transportes por tierra, se tienen las carreteras con sus diferentes categorías y los ferrocarriles con su diversidad de vías; en los transportes por agua, están las comunicaciones marítimas y fluviales, y en la transportación aérea el tráfico comercial y de pasajeros se incrementa día a día de manera asombrosa.

En México las condiciones de servicio de los aproximadamente 95,000 Km. de caminos pavimentados no son las óptimas, de hecho la mayoría de ellos está catalogado por las propias autoridades como pavimentos en regulares y malas condiciones. Una razón importante del bajo nivel de servicio es debido a que estas carreteras se proyectaron, diseñaron y construyeron, en su mayoría, entre los años de 1925 a 1970. La red estuvo proyectada para soportar cargas vehiculares que varían entre las 6 y 8 toneladas, pero en la actualidad llega a tener camiones cargados que en algunos casos alcanzan a pesar hasta 60 toneladas; esto sin considerar el peso de los vehículos. No se contó tampoco con el crecimiento del tránsito de camiones pesados, sólo se considero el tráfico diario que tenía entonces, entre los 500 y 1,000 vehículos; sin embargo, en la actualidad se tienen valores significativamente mayores, de hasta 15,000 vehículos.

Hasta 1993 la especificación y construcción de pavimentos de concreto hidráulico en México fue relativamente escaso. Quizá esto se debió, principalmente, a que nuestro país es un importante productor de petróleo y por consiguiente de asfalto. Anteriormente existía un subsidio importante en el precio del asfalto, los pavimentos asfálticos en nuestro país resultaban en costo muy inferiores a los del concreto hidráulico.

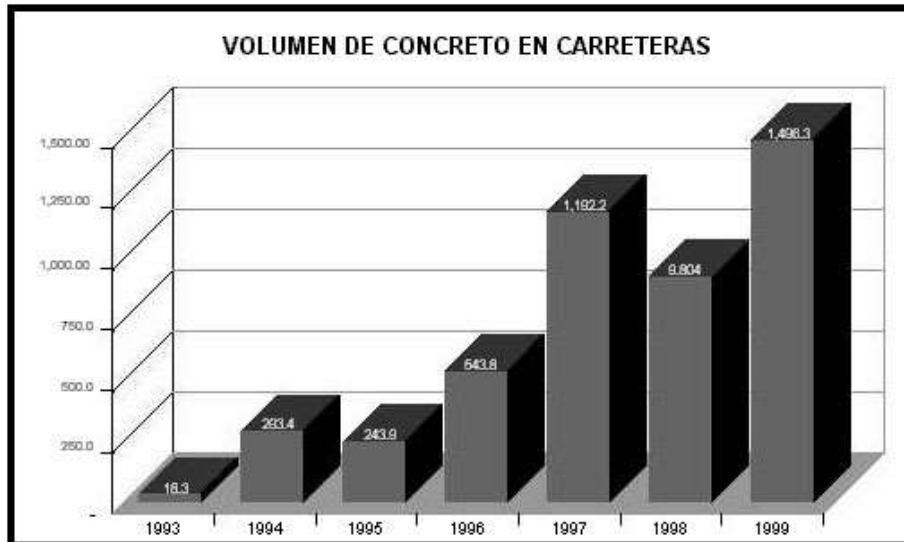
Ante el deterioro de las carreteras en la red y considerando los puntos anteriormente planteados, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) se dio a la tarea de buscar soluciones alternativas que pudieran soportar adecuadamente las cargas y el volumen de tráfico pesado, buscando que los niveles de servicio permanecieran altos durante períodos mayores. La SCT orientó a una solución con pavimentos de concreto hidráulico, que ante tales exigencias representaban un costo razonable, con una capacidad estructural adecuada, tanto para el volumen de tránsito como para la intensidad del mismo, y un período de vida costeable de acuerdo a la magnitud de la inversión.

Las crecientes necesidades de desarrollo, la búsqueda de soluciones perdurables y la demanda de contar con más y mejores caminos han contribuido para lograr que en la modernización y ampliación de la red carretera de México se esté especificando el uso de pavimentos del concreto hidráulico bajo estándares internacionales de calidad.

En el año de 1993 la SCT, con el apoyo de Cementos Mexicanos, construyó la primera carretera de concreto hidráulico con el uso de las nuevas tecnologías de pavimentación cumpliendo con especificaciones internacionales, siguiendo estrictas normas de calidad tanto en la producción como en el tendido del concreto y contemplando una serie de alternativas en las especificaciones que permitirían establecer, posteriormente, situaciones comparativas para establecer adecuadamente las características ideales en las especificaciones de los pavimentos de concreto hidráulico.

El crecimiento y evolución de los pavimentos de concreto hidráulico ha aumentado de una manera muy favorable para el país; esto ha propiciado que la demanda de caminos de excelente calidad aumente por las ventajas que los mismos representan.

En la siguiente gráfica se muestra el comportamiento del consumo de concreto hidráulico para la construcción de carreteras.



Nota: El volumen de 1999 incluye tramos terminados, en ejecución y licitados.

Las principales ventajas de un pavimento de concreto hidráulico son las siguientes:

Durabilidad

Es una de las ventajas más significativas de los pavimentos de concreto hidráulico. Para lograr la durabilidad del concreto, es importante considerar, además de la resistencia adecuada ante las sollicitaciones mecánicas, todos los agentes externos de exposición a los que estará sujeto el pavimento para elaborar la mezcla apropiada y definir las recomendaciones. Para la colocación del concreto hidráulico; se deben de usar las proporciones específicas, con ciertas relaciones agua/cemento, utilizando aditivos que permitan una reducción de agua en la mezcla y que den la trabajabilidad adecuada al concreto, aún con revenimientos bajos, como los utilizados en autopistas.

Bajo Costo de Mantenimiento

Los pavimentos de concreto hidráulico se han caracterizado por requerir de un mínimo mantenimiento a lo largo de su vida útil. Esto es, sin duda, una de las ventajas mayores que ofrecen. La significativa reducción en los costos de mantenimiento de una vía permite que el concreto sea una opción muy económica. Esto se puede visualizar al realizar un análisis del costo ciclo de vida que puede ser comparado con algunas otras alternativas de pavimentación. El análisis del costo-ciclo de vida es una herramienta que nos ayuda en la toma de decisiones. El mantenimiento que requieren los pavimentos rígidos es mínimo, sin embargo es muy importante que el mismo se provea en tiempo y forma adecuados para garantizar las propiedades del pavimento.

Seguridad

El concreto hidráulico colocado bajo las especificaciones y con los equipos mencionados, permite lograr una superficie de rodamiento con alto grado de planicidad, y dada su rigidez, esta superficie permanece plana durante toda su vida útil, evitando la formación de roderas que disminuyen el área de contacto entre llanta y pavimento, produciendo el efecto de acuaplaneo en los días de lluvia. Otro fenómeno que se evita con la utilización del concreto hidráulico es la formación de severas deformaciones en las zonas de arranque y de frenado, que hacen a los pavimentos ser mas inseguros y maltratan fuertemente los vehículos. El color del pavimento de concreto hidráulico, permite una mejor visibilidad en caso de transitar de noche o en días nublados.

Altos Índices de Servicio

Los pavimentos de concreto hidráulico permiten ser construidos con altos índices de servicio, por su grado de seguridad y, adicionalmente, siguiendo las recomendaciones de construcción adecuadas, se puede proveer al pavimento de una superficie altamente antiderrapante. La utilización de pasajuntas permite mantener estos índices de servicio,

evitando la presencia de escalonamientos en las losas, sobretodo en tramos donde el tráfico es más pesado.

Mejor Distribución de Esfuerzos Bajo las Losas

Por la rigidez de la losa, los esfuerzos que se transmiten a las capas inferiores del pavimento se distribuyen de una manera prácticamente uniforme, cosa contraria a lo que sucede con los pavimentos flexibles, en donde las cargas vehiculares concentran un gran porcentaje de su esfuerzo exactamente debajo del punto de aplicación de la carga y que disminuyen conforme se alejan de la misma. La distribución uniforme de las cargas permite que los esfuerzos máximos que se transmiten al cuerpo de soporte sean muchos menores en magnitud, lo que permite una mejor condición y menor deterioro de los suelos de soporte.

Trabajo Continuo

Poco a poco se ha logrado tener una mayor experiencia en el diseño, especificación y construcción de pavimentos de concreto hidráulico en México, estas experiencias han mostrando las ventajas de esta solución; de tal modo que cada vez son mas las entidades gubernamentales responsables de la construcción, mantenimiento y operación de los caminos a los que les interesa proveer con las características de un pavimento de concreto hidráulico lo que les significa ahorros sustanciales en mantenimiento, mejores niveles de servicio del camino, mayor vida útil y consecuentemente, economía de los recursos. Podemos afirmar que la pavimentación con concreto hidráulico es una realidad en nuestro país y el siguiente paso, en el que estamos trabajando a pesar de que son mínimas las necesidades, es el de dar a conocer, a los especificadores y constructores, los métodos de rehabilitación, reparación y mantenimiento que se deben seguir en los pavimentos rígidos para aprovechar mejor sus ventajas.



CAPITULO I

"ESTRUCTURA DE PAVIMENTOS"

ESTRUCTURA DE PAVIMENTOS

CONCEPTOS

En la actualidad se puede decir que no existe una terminología única para designar las diferentes partes que forman un pavimento. Sin embargo comúnmente, un pavimento, en su forma más completa se construye de varias capas teniendo cada una de ellas su función específica.

Se puede decir que un pavimento es una estructura simple o compuesta que tiene una superficie regularmente alisada destinada a la circulación de personas, animales y/o vehículos.

Otra definición de pavimento sería que es un sistema de revestimiento que conforma el suelo transitable de cualquier espacio construido. Los pavimentos se apoyan sobre elementos estructurales sensiblemente horizontales, como los terrenos estabilizados, soleras, losas y forjados. Las principales funciones que desempeñan son el aislamiento y la ornamentación, pero al mismo tiempo deben resistir las abrasiones y los punzonamientos (esfuerzos cortantes) producidos por el paso de personas o vehículos, la caída de objetos y la compresión de los elementos que se apoyan. Además, muchos pavimentos tienen que ser inmunes a la acción de agentes químicos, como agua, aceites, sales o ácidos, a las agresiones de seres vivos e incluso a la propia luz solar.

Su estructura es una combinación de cimiento, firme y revestimiento, colocada sobre un terreno de fundación resistente a las cargas, a los agentes climatológicos y a los efectos abrasivos del tránsito.

Material Resistente

Material inerte, resistente a los esfuerzos que se producen en la estructura, generalmente constituido por piedra o constitutivos de ella (piedra partida, arena o polvo de piedra).

Material Ligante

Material de liga, que relaciona entre sí a los elementos resistentes proporcionándoles la necesaria extensión.

Casi siempre es un constitutivo del suelo, como la arcilla, o un aglutinante por reacción química, como la cal o el CEMENTO; o en su defecto, un material bituminoso. Se le denomina material aglutinante.

CLASIFICACION

En general los pavimentos se dividen en:

- Pavimentos Flexibles o de Asfalto
- Pavimentos Rígidos o de Concreto Hidráulico
- Pavimentos Adoquinados
- Pavimentos Compuestos (mixtos)
- Otros que van a depender del material, de sus características estructurales y el proceso de construcción (rodillados, líticos, de ladrillo, emponados, de planchas metálicas y mixtos).

PAVIMENTOS FLEXIBLES O DE ASFALTO

Una estructura de pavimento flexible puede constar de dos o más capas. Las capas, comenzando en la subrasante y siguiendo en orden hacia arriba, se designan como revestimiento o capa de subbase, revestimiento o capa de base y capa superficial o carpeta asfáltica. El procedimiento de diseño incluye en la determinación del espesor total de la estructura de pavimento así como el espesor de los componentes individuales, las capas superficial, de base y subbase. El procedimiento debe incluir el diseño de secciones

equivalentes como alternativa, y la selección de la estructura primariamente una función de la disponibilidad de materiales y de costos comparativos.

Capa de Subbase

La capa de subbase es la porción de la estructura de pavimento flexible entre la subrasante y la capa de base. La subbase comúnmente consta de una capa compactada de material granular, ya sea tratada o no tratada, o una capa de suelo tratada con una mezcla conveniente. Además de su posición en el pavimento, comúnmente se distingue del material de la capa de base por requerimientos menos estrictos de la especificación para resistencia, tipos de agregados y gradación.

La capa de subbase se usa en general para aumentar económicamente la resistencia del pavimento arriba de la provista por los suelos de la subrasante. Sin embargo, la subbase puede omitirse, si la estructura requerida de pavimento es relativamente delgada o si los suelos de la subrasante son de alta calidad, sin problemas de humedad.

Además de su función principal como parte estructural del pavimento, las capas de subbase pueden tener funciones secundarias como:

1. Evitar la intrusión de suelos de grano fino del lecho del camino dentro de las capas de base. Deben especificarse materiales bien clasificados, si la subbase está destinada a servir para este propósito.
2. Para minimizar los efectos de la congelación. Con este fin, deben especificarse materiales no susceptibles a la acción perjudicial de la congelación.
3. Para ayudar a evitar la acumulación de agua libre dentro o debajo de la estructura de pavimento. Se especifica material que se drena relativamente libre si la subbase está destinada a servir para este propósito, y deben proporcionarse los medios de colectar y eliminar el agua acumulada de la subbase.
4. Proveer una plataforma de trabajo por equipo de construcción o para subsecuentes capas de pavimento en los cortes de roca.

Capa de base

La capa de base es la porción de la estructura de pavimento flexible inmediatamente debajo de la capa superficial. Se construye sobre la capa de subbase o, si ésta no se usa, directamente sobre la subrasante. Su principal función es como una porción estructural del pavimento. La base comúnmente consta de agregados como piedra triturada, escoria triturada o grava triturada o sin tritura y arena, o la combinación de estos materiales. Los agregados pueden usarse tratados o no tratados con aglomerantes estabilizadores como cemento Pórtland, asfalto o cal. En general, las especificaciones para materiales de la capa-base son considerablemente más estrictas que las de los materiales de subbase en los requerimientos para resistencia, estabilidad, dureza, tipos de agregados y gradación.

Los principales requisitos que debe satisfacer la capa de base son los que siguen:

1. Tener en todo tiempo la resistencia estructural para soportar las presiones transmitidas por los vehículos estacionados o en movimiento.
2. Tener el espesor necesario para que dichas presiones al ser transmitidas a la subbase o a la subrasante, no excedan la resistencia estructural de éstas.
3. No presentar cambios volumétricos perjudiciales al variar las condiciones de humedad.

Los requerimientos que señalan las especificaciones M147 y M75 de la AASHTO son típicos de las especificaciones para gradación y calidad de los agregados de base no tratados. Sin embargo, materiales que varían en gradación y calidad respecto de estas especificaciones, se han usado en ciertas zonas y han dado rendimientos satisfactorios.

Una extensa variedad de materiales sin tratamiento, inadecuados para uso como capa de base, han dado rendimiento satisfactorio cuando se han mejorado con aglomerantes estabilizadores. Es conveniente utilizar materiales tratados para las capas de base cuando resulta económicamente factible, en especial si escasean los materiales adecuados sin

tratamiento. Las capas de base estabilizadas pueden requerirse cuando debe mantenerse el tránsito durante todo el tiempo de construcción del pavimento. Las bases de concreto-asfalto mezcladas en planta se usan con frecuencias en estas situaciones.

Capa Superficial

Además de su función principal como una parte estructural del pavimento, la capa superficial se proyecta para satisfacer las funciones siguientes:

1. Proporcionar una superficie de rodamiento adecuada que permita, en todo tiempo, un tránsito fácil y cómodo de los vehículos.
2. Impedir la infiltración del agua de lluvia hacia las capas inferiores, para impedir que el agua disminuya su capacidad para soportar cargas.
3. Resistir la acción destructora de los vehículos y de los agentes climáticos.

La capa superficial también debe ser durable, capaz de resistir fracturas y desmoronamientos, sin llegar a ser inestable en las condiciones del tráfico y del clima.

Comúnmente construido sobre una capa de base, la capa superficial de una estructura de pavimento flexible consta de una mezcla de agregados minerales y de materiales bituminosos. El éxito de tal capa depende sobre todo de la obtención de una mezcla con la óptima graduación y porcentaje de aglutinador bituminoso. El uso de un procedimiento de diseño ensayado en laboratorio o el de una especificación demostrada, es esencial para asegurar que una mezcla será satisfactoria.

Los agregados bien graduados con un tamaño máximo como de $\frac{3}{4}$ a 1 pulgada se especifican comúnmente para capas superficiales de caminos. Sin embargo, una gran variedad de otras graduaciones, desde arena como en asfalto laminar, hasta mezclas gruesas y de tamaño uniforme, se ha usado y ha dado rendimiento satisfactorio en las condiciones específicas.

El concreto asfáltico para capa superficial se prepara generalmente con mezclado de planta de agregados calientes, relleno mineral y cemento asfáltico. También se han obtenido un rendimiento satisfactorio con mezclados de planta de agregados fríos y asfalto formulado especialmente, y también mezclando la composición en el lugar con asfaltos líquidos o emulsiones asfálticas. Las especificaciones de construcción exigen que antes de colocar una capa superficial se aplique material líquido bituminoso sobre las capas de base de agregado sin tratar, como una capa primaria, y en las capas de base tratadas y entre las capas superficiales como una capa de liga.

PAVIMENTOS RIGIDOS O DE CONCRETO HIDRAULICO

Los pavimentos de concreto hidráulicos o pavimentos rígidos como también se les designa, difieren de los pavimentos de asfaltos, primero, en que poseen una resistencia considerable a la flexión, y segundo, en que son afectados grandemente por los cambios de temperatura. Los pavimentos de concreto hidráulicos están sujetos a los esfuerzos siguientes.

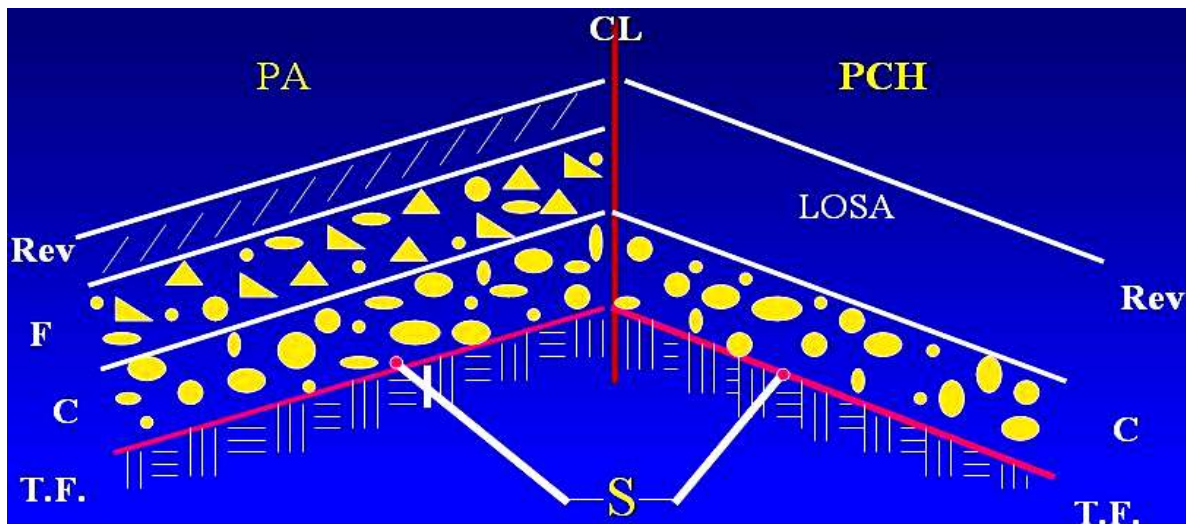
- Esfuerzos abrasivos causados por las llantas de los vehículos.
- Esfuerzos directos de compresión y cortamiento causados por las cargas de las ruedas.
- Esfuerzos de compresión y tensión que resultan de la deflexión de las losas bajo las cargas de las ruedas.
- Esfuerzos de compresión y tensión causados por la expansión y contracción del concreto.
- Esfuerzos de compresión y tensión debidos a la combadura del pavimento por efectos de los cambios de temperaturas.

En virtud de estar de los pavimentos rígidos sujetos a los esfuerzos ya anotados, es notorio para que estos pavimentos cumplan en forma satisfactoria y económica la vida útil que de ellos se espera, es necesario que su proyecto esté basado en los factores siguientes:

- a) Volumen, tipo y peso del tránsito a servir en la actualidad y en un futuro previsible.
- b) Valor relativo de soporte y características de la subrasante.
- c) Clima de la región.
- d) Resistencia y calidad del concreto a emplear.

Si en el proyecto de estos pavimentos no se toma en cuenta algunos de los puntos mencionados, el pavimento no será económico. Así por ejemplo, si los espesores de las losas de concreto son muy elevados, es decir, que su capacidad de carga es superior a la que realmente soporta, su comportamiento será satisfactorio, pero su costo de construcción será excesivo. Por el contrario, si los espesores son menores que los requeridos para las cargas que soportará, se acortará su vida de servicio o tendrá un costo de conservación muy alto y por lo tanto antieconómico y con un comportamiento poco satisfactorio.

El conocimiento del volumen y las características del tránsito actual y del previsible son necesario para poder fijar el número y el ancho de las vías requeridas para satisfacerlo, y el peso de las cargas por rueda son imprescindibles para el cálculo de los espesores de las losas. La mención de estos factores señala la obligación que asiste al proyectista de hacer los mayores esfuerzos para reunir los datos del tránsito, siendo de particular importancia la obtención de datos relativos a las cargas de rueda, especialmente a los predominantes, en la forma más exacta posible, por cuanto de ello dependerá el acierto de su proyecto.



PA = Pavimento Asfáltico
 L = Revestimiento
 F = Firme
 T.F. = Terreno de Fundación.

PCH = Pavimento de Concreto Hidráulico
 Losa = Hormigón de Cemento Pórtland.
 C = Cimiento
 S = Sub - Rasante

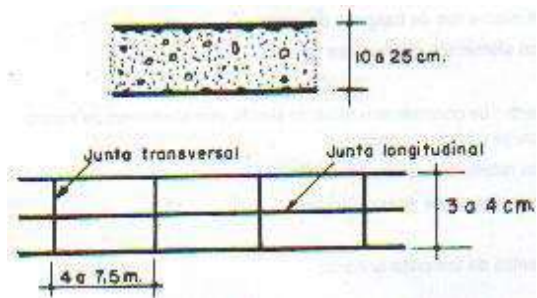
Tipos de Pavimentos de Concreto Hidráulico

1. Pavimentos de Concreto Hidráulico Simple
 - 1.a) Sin elementos de transferencia de carga.
 - 1.b) Con elementos de transferencia de carga.
2. Pavimentos de Concreto Hidráulico con Refuerzo de Acero
 - 2.a) Con refuerzo de acero no estructural.
 - 2.b) con refuerzo de acero estructural.
3. Pavimentos de Concreto Hidráulico con Refuerzo Continuo
4. Pavimentos de Concreto Hidráulico Pre o Postensado
5. Pavimentos de Concreto Hidráulico Reforzado con Fibras

1. Pavimentos de Concreto Hidráulico Simple:

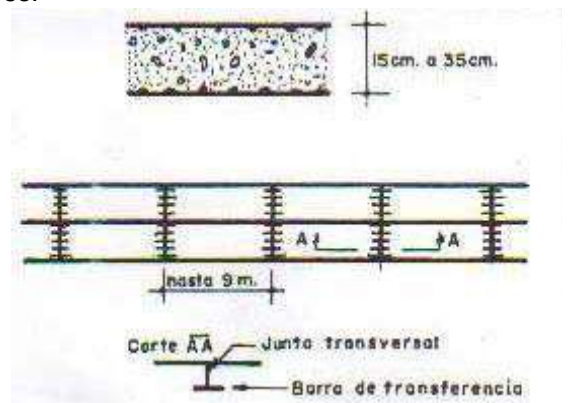
El concreto asume y resiste las tensiones producidas por el tránsito y las variaciones de temperatura y humedad.

1.a) Sin elementos de Transferencia de Carga.-
 Aplicación: Tráfico Ligero, clima templado y se apoya sobre la subrasante, en condiciones severas requiere del Cimiento granular y/o tratado, para aumentar la capacidad de soporte y mejorar la transmisión de carga.



1.b) Con elementos de Transferencia de Carga o Pasadores:

Pequeñas barras de acero, que se colocan en la sección transversal, en las juntas de contracción. Su función estructural es transmitir las cargas de una losa a la losa contigua, mejorando las condiciones de deformación en las juntas, evitando los dislocamientos verticales diferenciales (escalonamiento). Aplicación: Tráfico mayor de 500 Ejes Eq de 18 Kips.



2. Pavimentos de Concreto con Refuerzo de Acero:

2. a) PCH RA no Estructural.-

El refuerzo no cumple función estructural, su finalidad es resistir las tensiones de contracción del concreto en estado joven y controlar los agrietamientos. Tienen el refuerzo de acero en el tercio superior de la sección transversal a no menos de 5cm. Bajo la superficie. La sección max. de acero es de 0.3% de la sección transversal del Pavimento. Aplicación: Es restringida, mayormente a pisos Industriales.

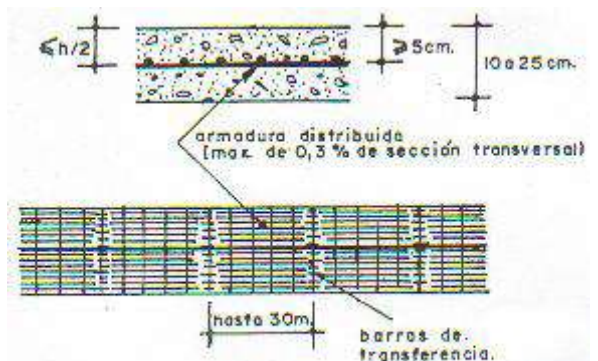
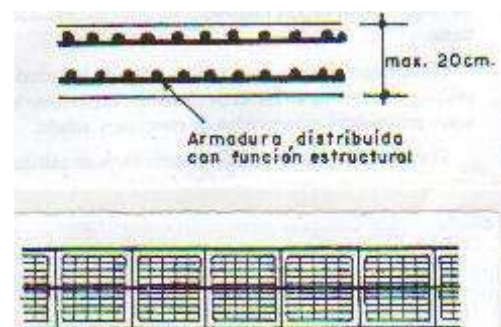


Figura 3

2. b) PCH RA Estructural.-

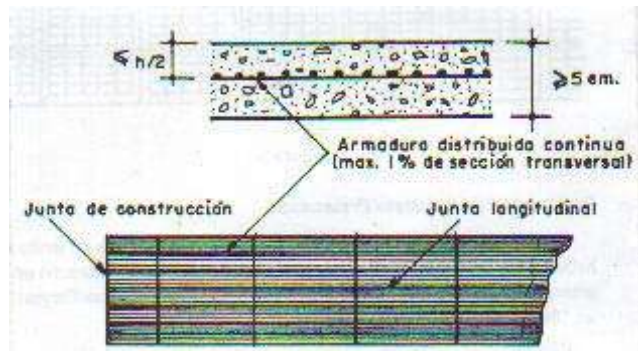
El refuerzo de acero asume tensiones de tracción y compresión, por lo que es factible reducir el espesor de la losa hasta 10 o 12 cm. Aplicación: Pisos Industriales, las losas resisten cargas de gran magnitud.



3. Pavimentos de **Concreto Hidráulico con Refuerzo Continuo:**

El refuerzo asume todas las deformaciones, en especial las de temperatura, eliminando las juntas de contracción, quedando solo las juntas de construcción y de dilatación en la vecindad de alguna obra de arte.

La fisura es controlada por una armadura continua en el medio de la calzada, diseñada para admitir una fina red de fisuras que no comprometan el buen comportamiento de la estructura del pavimento. Aplicación: En la Parkway USA, zonas de clima frío, recubrimientos en pavimentos deteriorados.



4. Pavimentos de Concreto Hidráulico Pre o Postensado.-

Su desarrollo es limitado, la primera experiencia es en el Aeropuerto de Orly (Paris-1948) y posteriormente en el Aeropuerto de Galeao. El diseño trata de compensar su costo vs. disminución del espesor, presenta problemas en su ejecución y mantenimiento.

5. Pavimentos de Concreto Hidráulico Reforzado con Fibras.-

Incorpora fibras metálicas, de propileno, carbón, etc. con excelentes resultados en Aeropuertos y sobre capas delgadas de refuerzo. El diseño es más estructural y de buen comportamiento mecánico, pero sus costos y los cuidados requeridos en su ejecución, dificultan su Desarrollo.

PAVIMENTOS ADOQUINADOS

Adoquín, pieza de piedra labrada de forma prismática que, dispuesta junto a otras, se utiliza para empedrar una superficie, consiguiendo un suelo que sirve de firme para una carretera, camino o espacio abierto de una ciudad (calle, plaza o parque). El tamaño de un adoquín en un modelo estándar se sitúa alrededor de 20 x 10 x 15 cm., un sólido fácilmente manejable por un hombre con una mano. Las caras laterales están un poco achaflanadas para que el encaje entre piezas quede asegurado en su colocación. Esta operación se lleva a cabo haciendo descansar los adoquines sobre un lecho de arena, que posteriormente se riega con una lechada de cemento que actúa de ligante entre las juntas y aglutina las piezas.

El material por excelencia para la elaboración de adoquines es el granito, muy abundante en la naturaleza. El granito ofrece resistencia al desgaste producido por el tráfico peatonal y rodado, y presenta facilidad para ser trabajado. No obstante, también se utiliza basalto, cuarcita o pórfido para la elaboración de adoquines.

Los adoquines empezaron a utilizarse de una forma sistemática en el siglo XVIII para pavimentar calzadas, siendo afamados y abundantes los canteros franceses ante la demanda generada de pavimento para la construcción de los grandes bulevares urbanos de la época napoleónica, ampliamente dimensionados para permitir la circulación de la artillería por la ciudad.

Por extensión se comenzó a utilizar en las vías y caminos públicos, surgiendo las primeras carreteras con el pavimento de adoquines (pavés).

En la actualidad se utilizan más como objeto de recuperación de una artesanía perdida, y la mayoría de las veces se usan en recintos peatonales y no para el tráfico rodado. Al mismo tiempo, se ha sustituido el adoquín de piedra natural por un equivalente artificial fabricado con cemento y otras pastas o resinas, a los que incluso se puede añadir un colorante para mejorar el aspecto estético.

FACTORES QUE INFLUYEN EN LA PERFORMANCE DE LOS PAVIMENTOS

1. Tráfico
2. Clima
3. Geometría del Proyecto (Diseño Vial)
4. Posición de la estructura
5. Construcción y Mantenimiento

Tráfico

- Carga bruta y presión de llanta
- Propiedades del terreno de fundación y *materiales del pavimento*
- Repetición de carga
- Radio de influencia de carga
- Velocidad
- Eje y configuración de rueda

Clima

- Precipitación pluvial
- Expansión por congelamiento.
- Deshielo del inicio de primavera
- Contracción y expansión.
- Congelamiento-deshielo y húmedo-seco
- Geometría del proyecto (Diseño Vial)
- Distribución del Tráfico en el Pavimento
- Posición de la Estructura
- Secciones de corte y relleno
- Profundidad del Nivel Freático
- Deslizamientos y problemas relacionados.
- Depósitos ligeramente profundos

Construcción y Mantenimiento

- Deficiencia en la Compactación del Terreno de Fundación y/o Cimiento
- Fallas: Instalación y Mantenimiento
- De Juntas
- Inadecuada colocación de Guías en los niveles(Mandiles o Reglas Metálicas)
- Escarificado y eliminación de materiales superiores al especificado
- Durabilidad del Agregado (Árido) Partido (Fracturado)

ELECCION DEL TIPO DE PAVIMENTO

Consideraciones para su determinación:

- Formular diferentes alternativas equivalentes de diseño para las mismas condiciones de Tráfico y de Resistencia del Suelo
- Estrategia adoptada para el Mantenimiento y/o Reforzamiento
- Evaluar el costo inicial de Construcción, de Mantenimiento y/o Reforzamiento, el Valor Residual de la estructura al termino de la Vida Útil Calculada, los Costos del Usuario (Consumo de Combustible, gastos de Mantenimiento del Vehiculo, llantas, confort, etc.) de tal manera, que se obtengan los costos totales de cada uno de las diversas alternativas de diseño. Luego:
- El tipo de Pavimento será el de menor costo total, que incluye el costo social del impacto ambiental.

PROYECTO DEL ESPESOR DE PAVIMENTO EN GENERAL

Son muchos y muy diferentes los métodos que existen para proyectar el espesor de un pavimento. Sin embargo, el problema es bastante complejo y su estudio bastante reciente como para que se pueda haber llegado a un método que sea tan seguro y de una aceptación tan general como los métodos de proyecto que se emplean en otras ramas de la ingeniería. En términos generales se puede decir que la confianza que se puede tener en cada uno de ellos depende de la cantidad de comprobaciones experimentales a que hayan sido sometidos. Por otro lado, cada uno de los métodos que existen para proyectar el espesor de un pavimento exige una suficiente cantidad de experiencia y de sentido común por parte de quien los aplica.

Los métodos existentes pueden ser clasificados en cuatro grupos definidos:

1. **MÉTODOS EMPIRICOS QUE NO EMPLEAN ENSAYES DE RESISTENCIA DEL SUELO.** En estos métodos el espesor del pavimento se determina basándose en los espesores que la experiencia ha demostrado que son necesarios para cargas por ruedas similares y suelos que dan resultados iguales en ensayos de clasificación tales como límites de consistencia.
2. **MÉTODOS EMPIRICOS QUE EMPLEAN UN ENSAYE DE RESISTENCIA DEL SUELO.** Estos métodos se basan en un ensayo de penetración que, generalmente, solo es aplicable en relación con el método de proyecto asociado con él. Se aplica como medio de comparación para obtener el espesor del pavimento que, según la experiencia, es necesario sobre suelos que daban los mismos valores de resistencia.
3. **MÉTODOS BASADOS PARCIALMENTE EN LA TEORIA Y PARCIALMENTE EN LA EXPERIENCIA.** En estos métodos se determinan las propiedades fundamentales de la relación esfuerzo-deformación del material que forma la terracería por medio de ensayos de corte y los resultados se emplean aunados a una teoría modificada de la distribución de presiones, la cual se ha encontrado tiene alguna justificación experimental.
4. **MÉTODOS TOTALMENTE TEORICOS.** Estos métodos se basan en un análisis matemático de los esfuerzos y deformaciones a través del pavimento y de la terracería y de las verdaderas características de la función esfuerzo-deformación de los diversos materiales. Constituyen una ideal que, es muy posible, nunca llegue a lograrse.



CAPITULO II

"VARIABLES DE DISEÑO"

VARIABLES DE DISEÑO

NATURALEZA Y ORIGEN DE LOS SUELOS

Los suelos son conjuntos de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes. El conjunto de partículas presenta dos propiedades esenciales:

a). El conjunto posee una organización definida y propiedades que varían “vectorialmente”. En general, en los valores de la propiedades, verticalmente ocurren cambios mucho más rápidos que horizontalmente.

b). La organización de las partículas minerales es tal que el agua, que como se sabe está presente en todo el suelo en mayor o menor cantidad, puede, si hay la suficiente, tener “continuidad”, en el sentido de distribución de presiones. El agua no ocupa huecos aislados, sin intercomunicación; puede llenar todos los poros que dejan entre sí las partículas minerales y se intercomunican, de manera que el agua forma una masa continua que contiene al mineral en su seno.

Los suelos pueden ser residuales o transportados, según se les encuentre en el mismo lugar en que se han generado o en lugar diferente. El transporte por aire, agua y la sedimentación en esos dos medios constituyen el mecanismo usual que da lugar a un suelo transportado. Es evidente que la estructuración y la “distribución interna” de la propiedades tienen que ser completamente diferentes en un suelo residual que en un suelo transportado. En el primero, el ataque mecánico y la desintegración química tienden a producir un resultado final que en estructura y disposición recuerda, aunque sea lejanamente, a la roca madre. Los suelos transportados y depositados en aire o en agua generan estructuras que están regidas únicamente por los mecanismos propios de la deposición y en nada por la disposición, características y condiciones iniciales de la roca original.

RELACIONES GRAVIMÉTRICAS Y VOLUMÉTRICAS DE LOS SUELOS.

En los suelos se distinguen tres fases constituyentes: la sólida (partículas minerales), la líquida (agua) y la gaseosa (aire). Entre las fases es preciso definir un conjunto relaciones que se refieren a sus pesos y volúmenes, las cuales sirven para establecer la necesaria nomenclatura y para contar con conceptos mensurables, a través de cuya variación puedan seguirse los procesos ingenieriles que afecten a los suelos.

En la Fig. 1 aparece un esquema de una muestra de suelo separada en sus tres fases y en ella se acotan los pesos y volúmenes.

Las relaciones entre los pesos y los volúmenes se establecen a través del concepto de peso volumétrico, definido como la relación entre ambas cantidades.

$$Y_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad (1-1)$$

llamando el peso volumétrico de la masa;

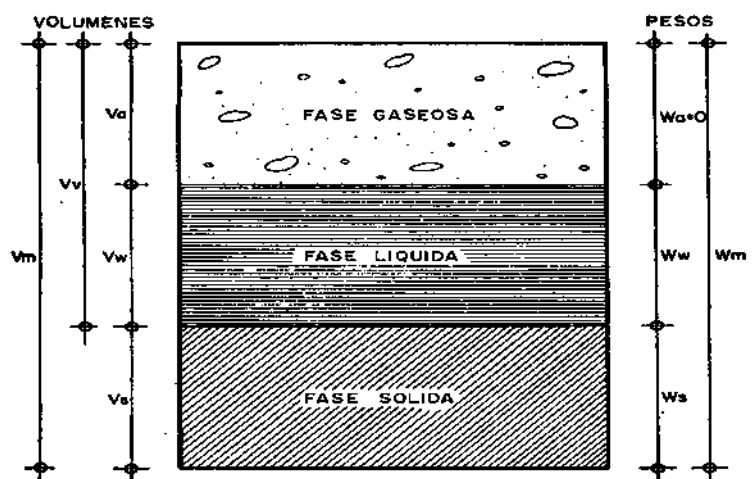


Fig. 1. Esquema de una muestra de suelo en la que se acotan los pesos y volúmenes usados.

$$\gamma = \frac{W_s}{V_s} \quad (1-2)$$

llamado el peso volumétrico de los sólidos. También se usa, sobre todo en cuestiones de compactación, el peso volumétrico seco, definido como la relación entre el peso de los sólidos y el volumen total del suelo.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \quad (1-3)$$

Nótese que la expresión (1-3) puede ponerse como:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega} \quad (1-4)$$

La expresión (1-4) se usa en compactación de suelos. Se emplea asimismo el peso específico relativo de los sólidos del suelo, definido como:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \quad (1-5)$$

Las siguientes son también relaciones entre pesos y volúmenes que se utilizan mucho en las aplicaciones, por representar conceptos cuya variación sirve para describir fenómenos importantes y por lo tanto figuran muy frecuentemente en las fórmulas.

a). La relación de vacíos (e) es el cociente entre el volumen de vacíos y el sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1-6)$$

Teóricamente **e** puede variar de 0 a infinito (vacío perfecto), pero en la práctica sus límites están comprendidos entre 0.25 para arenas muy compactas con finos y 15 para arcillas altamente estructuradas, muy compresible.

b). Se denomina **grado de saturación** a la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos de un suelo:

$$G_w (\%) = 100 \frac{V_w}{V_s} \quad (1-7)$$

El grado de saturación varía de 0% en suelo seco a 100% en un suelo en el que todos los vacíos estuvieran llenos de agua, al que se llama suelo saturado.

c). Se conoce como **contenido de agua o humedad de un suelo** a la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida:

$$w (\%) = 100 \frac{W_w}{W_s} \quad (1-8)$$

El contenido de agua varía teóricamente de 0 a infinito, pero en la práctica es difícil encontrar valores superiores a 1,000% que se han medido en arcillas procedentes del Sureste de México; la conocida arcilla del Valle de México suele tener contenidos de agua comprendidos entre 400% y 600%.

CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURACIÓN DE LAS PARTÍCULAS MINERALES

La forma de las partículas minerales de un suelo es de importancia primordial en su comportamiento mecánico. En los suelos gruesos la forma característica es la equidimensional, en la que las tres dimensiones de la partícula son comparables. Se origina por la acción de los agentes mecánicos desintegradores y sólo por excepción corresponde a partículas que hayan sufrido algún ataque químico; puesto que los agentes mecánicos en general no actúan con preferencia por ninguna dirección en especial, es natural que su producto final tienda a la forma esférica. Sin embargo, existen a veces efectos que representan alguna acción que se ejerce preferentemente en una dirección determinada; por ejemplo de lo anterior son las formas redondeadas características de gravas y arenas que han sufrido al ataque de ríos y del mar.

En los granos gruesos de los suelos, las fuerzas de gravitación predominan notablemente sobre cualesquiera otras que pudieran ejercerse entre las partículas; por ello todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar.

En los suelos finos, producto en general del ataque químico de las aguas a las rocas o a otros suelos, la forma de los componentes tiende a ser aplastada, por lo que los minerales de arcilla adoptan en general la forma laminar, en que dos dimensiones son incomparablemente más grandes que la tercera; con excepción, algunos minerales de arcilla poseen forma acicular, en la que una dimensión es mucho más grande que las otras dos.

Como consecuencia de la forma de sus minerales y de su tamaño, generalmente muy pequeño, en los suelos finos ejercen acción importantísima fuerzas de tipo diferente a las gravitaciones; ello es debido a que en estos granos la relación entre el área de su superficie y su peso (superficie específica) alcanza valores de consideración, cobrando mucha significación las fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales.

La superficie de cada partícula de suelo posee carga eléctrica negativa, por lo menos en sus partes planas (por el contrario, parece haber evidencia de concentraciones de carga positiva en las aristas). La intensidad de la carga depende de la estructuración y composición de la arcilla. Así, la partícula atrae iones positivos del agua que la rodea (H^+) y a cationes de diferentes elementos químicos existentes en la misma, tales como Na^+ , K^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , Al^{+++} , Fe^{+++} , etc. Lo anterior conduce en primer lugar, al hecho de que cada partícula individual de arcilla se ve rodeada de una capa de partículas de agua orientadas en forma definida y ligadas a su estructura (agua adsorbida); cuando la partícula atrae cationes de otros elementos químicos, éstos atraen a su vez a otras moléculas de agua orientadas, por lo que el espesor de la película de agua adsorbida por el cristal de arcilla es función no sólo de la naturaleza del mismo, sino también del tipo de los cationes atraídos.

Dada la superficie específica a veces enorme de los cristales de arcilla, las fuerzas eléctricas de superficie juegan un papel mucho más importante que la acción gravitacional.

Lo anterior se refleja, en primer lugar, en las formas estructurales que los suelos finos pueden adoptar cuando se depositan en un medio apropiado. Las estructuras sumamente abiertas, con gran predominio de vacíos, sólo son concebibles si se toman en cuenta las ideas anteriores. Además, entre los cristales propiamente dichos del suelo fino, las capas de adsorción proporcionan un contacto sui generis que ayuda a entender y explicar propiedades microfísicas.

En resumen, puede concluirse que es la forma de las partículas minerales que constituyen el suelo la que determina primordialmente la preponderancia de las fuerzas gravitacionales o de las electromagnéticas entre los cristales, de donde, a su vez quedan determinadas la estructuración en general del suelo y la naturaleza del contacto entre las partículas individuales. En los suelos gruesos se tiene área mínima cubriendo peso máximo de la partícula; es por tanto, natural que en estos suelos la actividad gravitacional, sea claramente predominante. En suelos finos, las formas especiales de sus minerales causan que en las partículas haya un área muy grande coexistiendo con un peso relativamente muy pequeño; es sabido que la carga eléctrica neta del cristal se concentra en su superficie y depende de ella, por lo que es natural en estos cristales de los suelos finos que la actividad eléctrica de su superficie predomine por mucho sobre las fuerzas gravitacionales. Cuando las partículas son suficientemente pequeñas y los suelos se forman por deposición en un medio continuo, existen otros efectos, tales como el movimiento Browniano, que contribuyen a minimizar el efecto natural de la gravedad terrestre.

Se denomina estructura de un suelo al arreglo o disposición que adopten sus partículas minerales. Es obvio que la estructuración que tenga un suelo dado juega un papel fundamental

en su comportamiento, especialmente en lo que se refiere a resistencia, compresibilidad y permeabilidad.

La estructura típica de un suelo grueso recibe el nombre de estructura simple y su comportamiento mecánico queda fundamentalmente definido por la compactación. Terzaghi ha propuesto el concepto de compactación relativa para medir tal condición.

$$C_r = 100 \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{nat}}{e_{m\acute{a}x} - e_{min}} \quad (1-9)$$

En donde:

$e_{m\acute{a}x}$ = relación de vacíos correspondientes al estado más suelto, obtenida vertiendo al material dentro de un recipiente, sin ninguna compactación posterior.

e_{min} = relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del suelo, obtenida al someter la muestra del suelo grueso a un proceso de varillado por capas dentro de un recipiente.

e_{nat} = relación de vacíos del suelo en estado natural.

C_r = se expresa usualmente como porcentaje. Valores superiores al 50% suelen considerarse de un suelo compacto y este valor se menciona frecuentemente como límite de seguridad razonable en problemas prácticos, tales como cimentaciones en suelos gruesos, posibilidades de licuación de mantos de arena y limos no plásticos, etc.

Aparte de la compactación, se acepta que influye en el comportamiento mecánico de un suelo grueso la angulosidad de sus granos (a misma compactación, la mayor angulosidad de más trabazón y por lo tanto, mayor resistencia al esfuerzo cortante) y la orientación de sus partículas, lo que se admite que influye sobre todo en la permeabilidad.

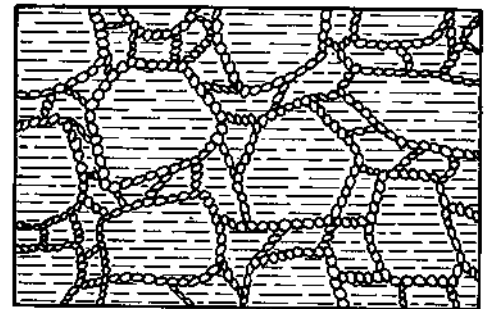
Existen varias hipótesis sobre estructuración de los suelos finos. Terzaghi presentó originalmente las conocidas con los nombres de panaloide y floculenta que se muestran en las figuras 2 y 3.

La estructura panaloide se considera típica de granos de 0.02 mm o algo menores que se depositan en agua o aire; las fuerzas gravitacionales ejercen un cierto efecto, pero las fuerzas eléctricas son de magnitud comparable.



La estructura floculenta se consideró típica de partículas de tamaño mucho menor, que por sí solas ya no se sedimentarían por el efecto de impacto causado por las vibraciones moleculares del medio en que ocurra la sedimentación; estas partículas por sí solas se moverían al azar con un movimiento característico llamado Browniano. Se suponía

que estas partículas podían unirse formando un grumo, con la estructura de un panalito, el cual adquiriría peso suficiente para depositarse, obteniendo así una estructura de panales formados con panales. Como quiera que la capacidad de unión de las partículas individuales para formar los grumos más pesados, se incrementa mucho si existe en electrolito en el medio de depósito, se suponía que esta estructura sería muy típica de suelos muy finos depositados en el mar o en lagos de agua cargada de sales susceptibles de sufrir disociación electrolítica.

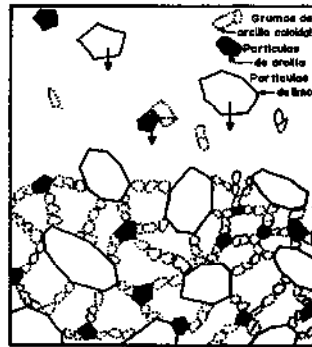


Casagrande presentó otra hipótesis de estructuración de suelos predominantemente finos, que aparece en la Fig. 4 (Estructura Compuesta).

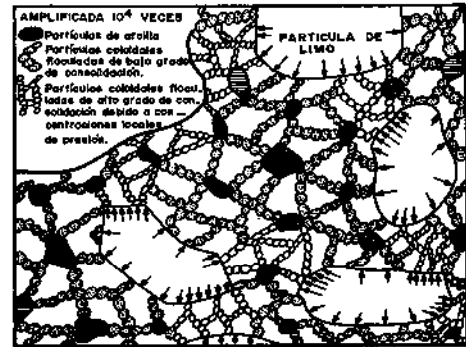
Consideró la posibilidad de que no todas las partículas del suelo tengan el mismo tamaño, pero la idea más interesante de ella es la introducción del concepto de esqueleto estructural, constituido por las partículas más gruesas y por los panales y flóculos que existen entre ellas. La idea es que bajo el peso del suelo sobre yacente o de alguna carga actuante en la superficie se establece en el interior del

Fig. 4. Una estructura compuesta (según Casagrande).

suelo un mecanismo de transmisión, que funciona como un esqueleto del conjunto, dejando en los espacios entre las partículas gruesas y sus nexos gran cantidad de material fino poco o nada comprimido. Los nexos entre las partículas gruesas que forman parte del esqueleto habrán sufrido, por el contrario, un lento proceso de



(a)
En formación



(b)
Ya formada

compresión y adaptación a la carga, que es lo que da al conjunto su resistencia. Si se acepta esta idea, es muy fácil comprender la diferencia de resistencia que existe entre una arcilla inalterada y una remoldeada, en que, por alguna razón, se ha roto el esqueleto y se transmite la carga a las masas de flóculos no precomprimidos.

Si el efecto neto de las fuerzas atractivas y repulsivas entre dos cristales de arcillas es de atracción, las dos partículas se unirán (posiblemente arista con cara plana); se dice entonces que están flocculadas. Si la acción neta es repulsiva, se separarán, dando lugar a una estructura dispersa. La alteración de la capa adsorbida de los cristales pueden producir tendencia a la flocculación o a la dispersión en un sistema de cristales de arcilla; la tendencia a la flocculación aumenta principalmente cuando hay un electrolito en el agua que rodea a los cristales de arcilla o cuando se eleva la temperatura. Las figuras 5 y 6 muestran disposiciones típicas de estructuras flocculadas y dispersas, respectivamente.

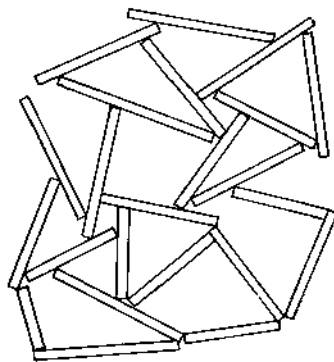


Fig. 5. Estructura en "castillo de naipes".

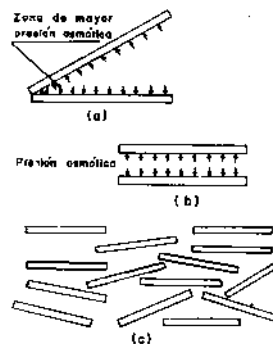


Fig. 6. Estructura dispersa.

GRANULOMETRÍA DE LOS SUELOS

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que la sigue correlativamente. La separación en fracciones se hace sencillamente por mallas, cuando es posible el cribado,

pero en suelos de grano muy pequeño, que forman grumos, deben adaptarse procedimientos bastantes más complicados para separar las partículas individuales y ello da lugar a resultados mucho más confusos, en los que, como se verá, para lograr las fracciones constituyentes ha de recurrirse a hipótesis no muy satisfactorias, llegándose a resultados finales bastantes dudosos.

En los suelos gruesos (gravas, arenas y limos no plásticos) de estructura simple, la característica más importante para definir su resistencia es la compacidad; la angulosidad de los granos y la orientación de las partículas.

Se ha dicho que los suelos gruesos con amplia gama de tamaños (bien graduados) se compactan mejor, para una misma energía de compactación, que los suelos muy uniformes (mal graduados). Esto sin duda es cierto, pues, sobre todo con vibrado, las partículas más pequeñas pueden acomodarse en los huecos entre las partículas más grandes, adquiriendo el conjunto una mayor compacidad. Sin embargo, la relación entre granulometría y facilidad de compactación no ha podido pasar de una correlación cualitativa tan vaga como la que queda enunciada, por lo cual en estudios para compactación de suelos poco o ningún provecho puede obtenerse de la curva granulométrica de los suelos gruesos. Mucho más difíciles de establecer son las propiedades mecánicas de los suelos finos tradicionalmente llamados cohesivos (arcillas y limos plásticos).

Demostrándose una vez más la fuerza de la tradición y la costumbre, todavía es común en la actualidad que muchas especificaciones referentes al uso o rechazo de los materiales para la construcción de Vías Terrestres contengan preceptos granulométricos en mayor o menor grado. Esta situación ha de verse como indeseable pues, debe insistirse, no es casi nunca el tamaño de las partículas de un suelo fino el que define su comportamiento mecánico y una norma de aceptación o rechazo basada en tal criterio corre el riesgo de aceptar lo malo y rechazar lo que sería mejor. Por ejemplo, una arcilla caolinítica, relativamente inerte ante el agua y que para muchos usos resultaría perfectamente aprovechable, puede tener una distribución granulométrica análoga a una arcilla montomorilonítica, quizá con materia orgánica, sumamente activa, que constituye en casi todos los casos un suelo que debe rechazarse para uso en la construcción.

Una de las razones que han contribuido a la difusión de las técnicas granulométricas es que, en cierto sentido, la distribución granulométrica proporciona un criterio de clasificación. Los conocidos términos arcilla, limo arena y grava tienen tal origen y un suelo se clasificaba como arcilla o como arena según tuviera tal o cual tamaño máximo.

La gráfica de la distribución granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica, resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala. La forma de la curva da idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical (pues el 100% de sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el suelo posea); una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

En la Fig. 7 se muestran algunas curvas granulométricas reales.

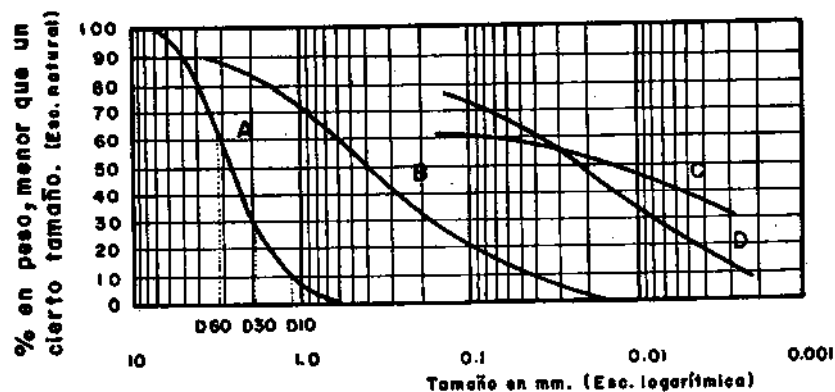


Fig. 7. Curvas granulométricas de algunos suelos. A) Arena muy uniforme de Ciudad Cuauhtémoc, México. B) Suelo bien graduado, Puebla, México. C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro). D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1-10)$$

En donde:

D₆₀: tamaño tal, que el 60% en peso, del suelo sea igual o menor.

D₁₀: llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor de el 10% en peso del suelo.

En realidad, la relación (1-10) es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes; aún las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$.

Como dato complementario necesario para definir la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}} \quad (1-11)$$

D₃₀ se define análogamente que los **D₁₀** y **D₆₀** anteriores. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

A partir de las curvas granulométricas aumentativas descritas, es posible encontrar la curva correspondiente a la función:

$$y = \frac{d(p)}{d(\log D)}$$

p es el porcentaje en peso, de las partículas menores que un cierto tamaño y **D** el tamaño correspondiente; la curva anterior que se dibuja en escala semilogarítmica, suele denominarse el histograma del suelo y representa la frecuencia con que en ese suelo se presentan partículas entre ciertos tamaños. El área bajo el histograma es 100, por representar la totalidad de las partículas del suelo

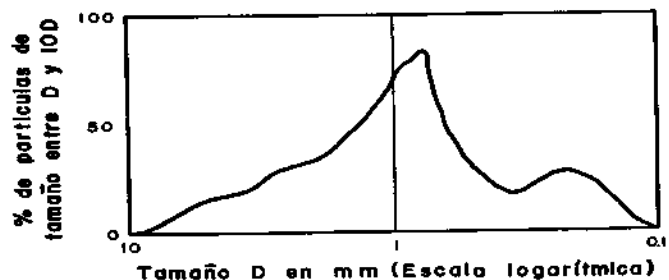


Fig.8. Histograma de un suelo

En la Fig. 8 aparece un histograma de un suelo en el que predominan partículas de tamaño próximo a 1mm.

Bajo el título de Análisis Mecánico quedan comprendidos todos los métodos para la separación de un suelo en diferentes fracciones, según sus tamaños.

De tales métodos existen dos que merecen atención especial: el cribado por mallas y el análisis de una suspensión del suelo son hidrómetro (densímetro).El primero se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo; generalmente se llega así hasta el tamaño

correspondiente a la malla No. 200. La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, hasta la malla No. 200; los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño; el complemento a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Así puede tenerse un punto de la curva acumulativa correspondiente a cada abertura. El método se dificulta cuando éstas aberturas son pequeñas y por ejemplo, el cribado a través de las mallas No.100 (0.149mm) y No. 200 (0.07 mm) suele requerir agua para facilitar el paso de la muestra (procedimiento de lavado).

La ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas. Esta relación puede establecerse

empíricamente, haciendo observaciones con microscopio, o bien con procedimientos teóricos. Siguiendo estos últimos, G.G. Stokes en 1850 obtuvo una relación aplicable a una esfera que caiga en un fluido homogéneo de extensión infinita. Aun con esa limitación importante (pues las partículas reales de suelo se apartan muchísimo de la forma esférica) la ley de Stokes es preferible a las observaciones empíricas. Aplicando esa ley se obtiene el diámetro equivalente de la partícula, que es el diámetro de una esfera, del mismo γ_s que el suelo, que sedimenta con la misma velocidad que la partícula real; en partículas equidimensionales, este diámetro es aproximadamente igual al medio diámetro real, pero en partículas laminares el diámetro real puede ser hasta el cuádruple del equivalente; cabe notar que en partículas muy finas esta forma es la más frecuente. Esta es una razón más para que dos curvas granulométricas iguales, correspondientes a dos suelos diferentes, no indiquen necesariamente la similitud de ambos. Uno podría ser una arcilla muy franca con estructura floculenta y el otro una harina de roca, de comportamiento similar al de una arena.

La ley de Stokes tiene la forma:

$$v = \frac{2}{9} \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\eta} \left(\frac{D}{2} \right)^2 \quad (1-12)$$

v = velocidad de sedimentación de la esfera, en cm/seg.

γ_s = peso específico de la esfera, en g/cm³

γ_f = peso específico del fluido, en g/cm³ (varía con la temperatura)

η = viscosidad del fluido, en gseg/cm² (varía con la temperatura)

D = diámetro de la esfera, en cm.

De la fórmula anterior, si D se expresa en mm resulta:

$$D = \sqrt{\frac{1800\eta v}{\gamma_s - \gamma_f}} \quad (1-13)$$

Aplicada a partículas de suelo real, que se sedimenten en agua, la ley de Stokes es válida solamente en tamaños menores de 0.2 mm, aproximadamente (en mayores tamaños, las turbulencias provocadas por el movimiento de la partícula alteran apreciablemente la ley de sedimentación), pero mayores que 0.2 micras, más o menos (debajo de este límite la partícula se afecta por el movimiento Browniano y no se sedimenta). Nótese que por el análisis de tamices puede llegarse a tamaños de 0.074 mm, que caen dentro del campo de aplicabilidad de la ley de Stokes; este hecho afortunado permite obtener datos ininterrumpidamente.

El método del hidrómetro está en su origen, afectado por las siguientes hipótesis.

- a) La ley de Stokes es aplicable a una suspensión del suelo.
- b) Al comienzo de la prueba la suspensión es uniforme y concentración suficientemente baja para que las partículas no se interfieran al sedimentarse (en general es apropiada una concentración de unos 50 g/litro.)
- c) El área de la sección recta del bulbo del hidrómetro es despreciable en comparación a la de la probeta donde la sedimentación tiene lugar, de manera que dicho bulbo no interfiere en la sedimentación de las partículas en el instante de efectuarse una medición.

PLASTICIDAD

La plasticidad puede definirse como la propiedad de un material por la que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no es una propiedad general de todos los suelos; los suelos gruesos no la exhiben en ninguna circunstancia. En segundo lugar, hizo ver que en los suelos finos no es una propiedad permanente, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla o un limo susceptibles de ser plásticos

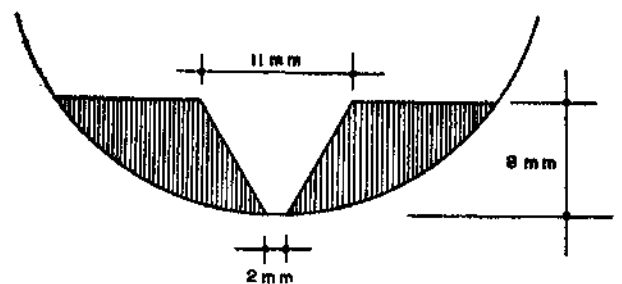
pueden tener la consistencia de un ladrillo, cuando están muy secos; con un gran contenido de agua, pueden presentar las propiedades de un lodo semilíquido o inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos existe un intervalo de contenido de agua en el que esos suelos se comportan plásticamente.

Según su contenido de agua decreciente, un suelo es susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg:

1. **Estado líquido**, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. **Estado semilíquido**, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. **Estado plástico**, en que el suelo se comporta plásticamente, según la definición anterior.
4. **Estado semisólido**, en que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen si se sigue secando.
5. **Estado sólido**, en que el volumen del suelo ya no varía con secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para definir sus fronteras. **Fig. 9. Dimensión de la ranura en la copa de Casagrande.**

El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. La frontera entre el estado semilíquido y el plástico se denomina **Límite Líquido**, que se define en términos de una cierta técnica de laboratorio, consiste en colocar al suelo en una Copa de Casagrande, formarle una ranura de dimensiones especificadas y ver si la ranura se cierra o no de determinada manera al darle al suelo 25 golpes en la Copa, también de un modo estandarizado. El contenido de agua con el que se produce el cierre de la ranura precisamente en 25 golpes es el Límite Líquido; un contenido de agua mayor haría que la ranura se cerrara con menos golpes y el suelo se consideraría en estado semilíquido; por el contrario, un contenido de agua menor haría que la ranura se cerrara con más golpes y el suelo se consideraría, por lo menos en estado plástico.



La frontera entre el estado plástico y el semisólido se denomina **Límite Plástico**. Este es también un determinado contenido de agua, propio de cada suelo y referido a una prueba en que se hace rolar entre las palmas de las manos un cilindro de suelo hasta que se agrieta y desmorona; el suelo está en el límite plástico si el desmoronamiento ocurre precisamente cuando el cilindro tiene 3mm de diámetro.

Actualmente se utiliza mucho como parámetro de plasticidad el llamado índice plástico.

$$I_p = LL - LP \quad (1-14)$$

El valor anterior mide de un modo muy claro el intervalo plástico; naturalmente que para situar a éste dentro de la escala general de humedades hace falta otro valor, sea el límite líquido o el límite plástico. Por eso suele decirse que para definir la plasticidad de un suelo hacen falta dos parámetros.

El tercer límite o frontera entre estados de consistencia de interés práctico es el **Límite de Contracción**, contenido de agua bajo del cual el volumen de suelo ya no disminuye cuando éste se seca. El límite se manifiesta visualmente por un característico cambio de color de tono oscuro a más claro, producido por una retracción de los meniscos del agua hacia el interior de la masa. En realidad, de todos los límites en uso este es el único que está ligado a un hecho físico significativo y no es puramente convencional. El Límite de Contracción representa dentro del secado gradual el momento en que la tensión capilar alcanza el valor máximo, de manera que cualquier evaporación posterior produce la retracción del agua hacia el interior del suelo, pero ya a tensión capilar constante.

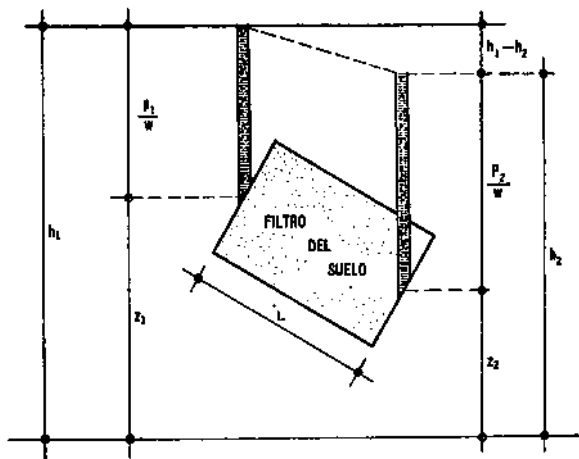
PERMEABILIDAD

Generalmente el agua fluye a través de los suelos por gravedad. El régimen del flujo se dice que es laminar cuando las líneas de flujo permanecen sin juntarse entre sí, excepción

hecha del efecto microscópico de mezcla molecular; cuando las líneas de flujo se entremezclan y dan lugar a turbulencias características se dice que el flujo es turbulento.

Para velocidades bajas, el flujo de agua a través de los suelos es laminar, pero al aumentar la velocidad más allá de un cierto límite se hace turbulento. Si de un régimen turbulento se desea regresar al régimen laminar por disminución de velocidad, se observa que la transición ocurre a una velocidad mayor que aquella en la que se pasó de régimen laminar a turbulento; esto sugiere la existencia de un intervalo de velocidad en el cual el flujo puede circunstancialmente laminar o turbulento. Reynolds encontró que existe una cierta velocidad en el agua (y de hecho, en cada líquido) abajo de la cual, para un cierto diámetro de conducción y a una temperatura dada, el flujo siempre es laminar. Esta es velocidad crítica. Similarmente en el agua (y de hecho, en cada líquido) abajo de la cual, para un cierto diámetro de conducción y a una temperatura dada, el flujo siempre es laminar. Esta es velocidad crítica. Similarmente existe una velocidad arriba de la cual el flujo siempre es turbulento; en el caso del agua esta segunda velocidad es del orden de 6.5 veces la velocidad crítica.

El fundamento de casi toda la teoría de flujo a través de los suelos radica en el trabajo experimental de Henri Darcy. Trabajando con un dispositivo de diseño personal, que se reproduce esencialmente en la figura 10.



Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto a través de la conducción queda expresado por:

$$Q = k i A \quad (1-15)$$

Donde:

A: es el área total de la sección transversal del filtro colocado en la conducción.

i: es el gradiente hidráulico, medido por la expresión;

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

k: es una constante de proporcio-

Fig. 10. Esquema del dispositivo experimental de Darcy.

nalidad a la que Darcy dio el nombre de coeficiente de permeabilidad.

Por otra parte la ecuación de continuidad del gasto establece que:

$$Q = A v \quad (1-16)$$

Donde:

v es la velocidad de flujo.

Si la ecuación (1-16) se compara con la (1-15), resalta de inmediato que puede escribirse:

$$v = k i \quad (1-17)$$

que es una manera común de escribir la Ley de Darcy, aún cuando ella haya sido originalmente propuesta en la forma de la ecuación (1-15).

Analizando la ecuación (1-17) puede establecerse un excelente definición para el coeficiente de permeabilidad **k**, según la cual este resulta ser la velocidad con que fluye el agua a través del suelo cuando esta sometida a un gradiente hidráulico unitario. Naturalmente que las unidades de **k** son también las correspondientes a una velocidad, lo que se ve de inmediato en la misma ecuación (1-17), teniendo en cuenta que **i** carece de dimensiones. Es obvio que en el valor numérico de **k** se reflejan propiedades físicas del suelo y del fluido circulante.

En realidad, la velocidad **v** que se ha venido considerando en las ecuaciones (1-16) y (1-17) no representa ninguna velocidad real con que el agua fluya a través del filtro que llena la conducción mostrada en la figura anterior.

Esta velocidad, llamada de descarga, está referida al área A, total de la conducción, que no es de la que realmente dispone el agua para fluir. Es posible tener una idea aproximada de lo que pudiera ser la verdadera velocidad del agua a través del suelo si se acepta que el flujo solo es posible a través de los vacíos. Tomando en cuenta el esquema de la figura 11, se ve que si se define una velocidad llamada de filtración (v_1) que corresponda a esta última consideración, debe tenerse, por continuidad del gasto:

Fig. 11. Esquema que ilustra la distinción entre la velocidad de descarga y la de filtración.

$$A_v v_1 = A v$$

De donde:

$$v_1 = \frac{A}{A_v} v$$

Pero si se considera una dimensión unitaria normal al plano del papel y se recurre a la definición de la relación de vacíos e, puede ponerse

$$e = \frac{A_v}{A - A_v}$$

De donde.

$$\frac{1}{e} = \frac{A}{A_v} - 1$$

y

$$\frac{A}{A_v} = \frac{1+e}{e}$$

Con lo anterior, la relación entre la velocidad de filtración y la velocidad de descarga resulta ser:

$$v_1 = \frac{1+e}{e} v \quad (1-18)$$

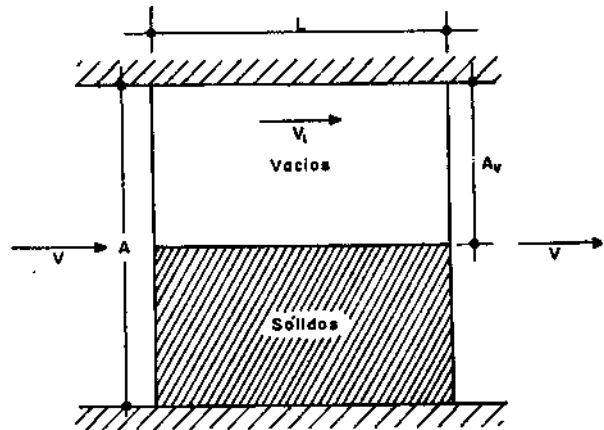
La permeabilidad es uno de los valores que admiten mayores variaciones, según el tipo de material de que se trate. Varía entre límites tan amplios como 10 ó 100 cm/seg en gravas limpias, hasta 10^{-8} ó 10^{-9} cm/seg en arcillas homogéneas montmoriloníticas ó bentoníticas, situadas debajo de la zona de intemperismo. La permeabilidad típica de las arenas puede ser del orden de 10^{-2} - 10^{-3} cm/seg, llegando a valores de 10^{-4} cm/seg en arenas muy finas; los limos y depósitos de morrena glacial pueden tener permeabilidades tan bajas como 10^{-5} - 10^{-6} cm/seg.

En general de las arcillas tienen permeabilidades menores que 10^{-5} cm/seg. Con permeabilidades menores que 10^{-3} cm/seg, un suelo debe considerarse inapropiado para usarse como dren, y con permeabilidades menor que 10^{-7} cm/seg un suelo puede ser considerado prácticamente impermeable.

La permeabilidad de los suelos está influida por las siguientes características de los mismos:

- a. La relación de vacíos.
- b. El tamaño de sus partículas.
- c. La composición mineralógica y físico-químico del suelo.
- d. La estructura.
- e. El grado de saturación.
- f. La existencia de agujeros, figuras, etc.

También dependen en forma importante la temperatura del agua.



No se ha podido establecer una relación confiable entre el coeficiente de permeabilidad y la curva granulométrica de un suelo. Para arenas finas, Allen Hazen obtuvo ya en 1892 su famosa relación:

$$k = C D_{10}^2 \quad (1-19)$$

donde k está en cm/seg y D_{10} es el diámetro efectivo del suelo (el 10% en peso, del mismo, es de ese tamaño o menor), expresado en cm. El valor de la constante C varió entre 41 y 146 en las pruebas de Hazen y el valor de 120 suele mencionarse como un promedio aceptable para el manejo de la fórmula.

La composición mineralógica de las arcillas influye mucho en la permeabilidad de los suelos, a causa de la atmósfera de adsorción que se forman en torno a los cristales de mineral adheridas muy fuertemente a estos y que contribuyen a dificultar el flujo de agua.

La estructuración de los suelos también afecta su permeabilidad. En suelos muy finos con minerales de forma laminar, el hecho de que exista una estructura floculada o dispersa es importante, pues en el segundo caso se mantienen permeabilidades muchos mayores en la dirección a las caras alineadas de las partículas, produciéndose así una fuerte anisotropía en la distribución de permeabilidad dentro de la masa de suelo. Estos fenómenos se plantean muy frecuentemente en suelos compactados, en los que la estructura que se obtiene es floculada o dispersa, según el procedimiento de compactación que se emplee.

LÍMITE LÍQUIDO

Se define como el porcentaje de humedad con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. De esta forma, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte y según Atterberg es de 25 g/cm^2 . El procedimiento para determinar el límite líquido de un suelo es:

a) Se toman 100 g. de material que pasa la malla No. 40, se colocan en una cápsula de porcelana y con una espátula se hace una mezcla pastosa, homogénea y de consistencia suave, agregándole una pequeña cantidad de agua durante el mezclado.

b) Se coloca una poca de esta mezcla en la copa de Casagrande, formando una masa alisada de un espesor de 1 cm en la parte de máxima profundidad.

c) El suelo colocado en la copa de Casagrande se divide en la parte media en dos porciones, utilizando un ranurador.

d) Se acciona la copa a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes necesarios para que la parte inferior del talud de la ranura hecha se cierre precisamente a 1.27 cm (1/2"). Si no se cierra entre los 6 y 35 golpes, se recoge el material y se le añade agua y se vuelve a mezclar.

e) Cuando se cierra en un número de golpes entre los 6 y los 35, se toman 10 g., aproximadamente, de suelo en la zona próxima a la ranura cerrada y se determina el contenido de agua de inmediato. Se repite el ensaye y si se obtiene el mismo número de golpes que el primero o no hay diferencia en más de un golpe, se repite el ensaye hasta que tres ensayes consecutivos den una conveniente serie de números.

f) Se repiten los pasos del 2 al 5, teniendo el suelo otros contenidos de humedad. De este modo se deben tener, por lo menos, dos grupos de dos a tres contenidos de humedad, uno entre los 25 y 35 golpes y otro entre los 6 y los 10 golpes con el fin de que la curva de fluidez no se salga del intervalo en que puede considerarse recta, según lo indica Casagrande.

g) Se unen los tres puntos marcados por el intervalo de 6 a 20 golpes con una línea recta y se señala el punto medio. Se repite para los dos o tres puntos dentro del intervalo de 25 a 35 golpes.

h) Se conectan los puntos medios con una línea recta que se llama curva de fluidez. El contenido de humedad indicado por la intersección de esta línea a 25 golpes es el límite líquido del suelo.

LÍMITE PLÁSTICO

Es el porcentaje de humedad, con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico. El límite plástico se determina con el material sobrante del límite líquido y al que se le evapora humedad por mezclado, hasta obtener una mezcla plástica que sea moldeable. Se forma una pequeña bola que deberá rodillarse enseguida aplicando la suficiente presión a efecto de formar filamentos.

Cuando el diámetro del filamento resultante sea de 3.17 mm (1/8") sin romperse, se continuará hasta que, cuando al rodillar la bola de suelo, se rompa el filamento al diámetro de 1/8". Se toman los pedacitos, se pesan, se secan al horno en un vidrio, vuelven a pesarse ya secos y se determina la humedad correspondiente al límite plástico.

$$L.P. = \frac{P_h \cdot P_s}{P_s} \times 100$$

Donde:

L.P. = Humedad correspondiente al límite plástico en %.

P_h = Peso de los filamentos húmedos en gramos.

P_s = Peso de los filamentos secos en gramos.

PRUEBA PROCTOR

La prueba Proctor se refiere a la determinación del peso por unidad de volumen de un suelo que ha sido compactado por el procedimiento definido para diferentes contenidos de humedad. Su objetivo es determinar el peso volumétrico seco máximo $w_{máx}$ que puede alcanzar un material y la humedad óptima w_o que deberá hacerse la compactación; determinar, también, el grado de compactación alcanzado por el material durante la construcción o cuando ya se encuentran construidos los caminos, relacionando el peso volumétrico obtenido en el lugar con el peso volumétrico máximo Proctor.

La prueba Proctor está limitada a los suelos que pasen totalmente la malla No. 4, o que, cuando mucho tengan un retenido de 10% que pase totalmente por la malla 3/8". Cuando el material tenga retenido en la malla 3/8", debe determinarse la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo con la prueba de Porter estándar, en lugar de determinarlos con la prueba Proctor, así como también cuando se trate de arenas de río, arenas producto de trituración, tezontles arenosos y en general en todos aquellos materiales que carezcan de cementación.

Procedimiento

Se toman 3 Kg. de material previamente secado al sol. Se tamiza por la malla No 10, y los grumos que se hayan retenido se disgregan perfectamente; se vuelve a tamizar por la misma malla, continuándose este proceso hasta que las partículas que se retengan en la malla no se puedan disgregar. Terminada esta operación se mezcla perfectamente todo el material con la cantidad de agua necesaria para iniciar la prueba. El agua que se adiciona deberá ser la necesaria para que una vez repartida uniformemente, presente el material una consistencia tal que al ser comprimido en la palma de la mano.

El material que contiene ya la humedad necesaria para iniciar la prueba se tamiza por la malla No. 4, se mezcla para homogeneizarlo y se compacta en el molde cilíndrico en tres capas aproximadamente iguales.

El pisón metálico de 2.5 Kg. se deja caer desde una altura de 30 cm. Deberán de darse 30 golpes repartidos uniformemente para apisonar cada capa. Una vez apisonada la última capa se remueve la extensión, eliminándose el excedente de material del molde cilíndrico y se pesa su contenido. A continuación se extrae la muestra compactada del cilindro y se pone a secar una pequeña cantidad de su centro para determinar su humedad.

La muestra que ha sido removida del molde cilíndrico se desmenuza hasta que pasa la malla No 4, se añaden 60 cc de agua (2% en peso) y se repite el procedimiento descrito. Esta serie de determinaciones continúan hasta que la muestra esté muy húmeda y se presente una disminución apreciable en el peso del suelo compactado.

El peso volumétrico húmedo para cada contenido de humedad se calcula con la siguiente fórmula:

$$\gamma_h = \frac{P_h}{V_t}$$

Donde:

- γ_h = Peso volumétrico húmedo en g/cm³.
- P_h = Peso del material húmedo compactado en el molde, en gramos.
- V_t = Volumen del molde en cm³.

El contenido de humedad se calcula con la siguiente fórmula:

$$w = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100$$

El peso volumétrico seco para cada peso volumétrico húmedo y su correspondiente humedad se calculan por la siguiente fórmula:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + \frac{w}{100}}$$

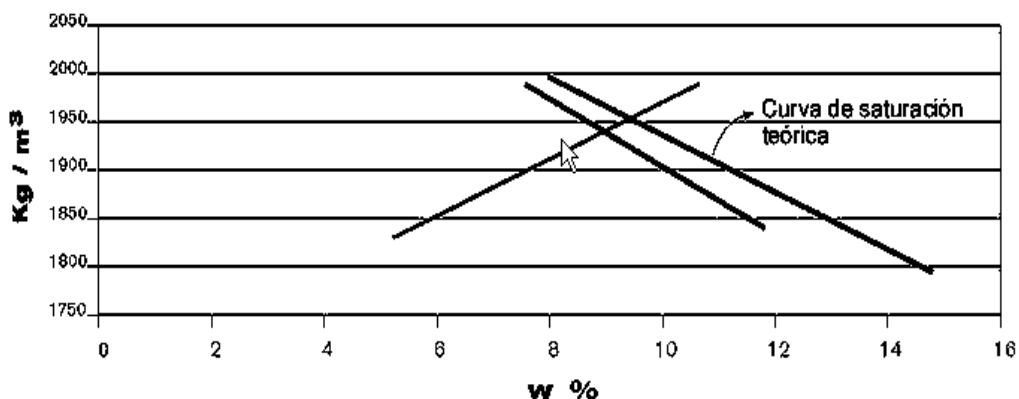
Donde:

- w = Contenido de la humedad en porcentaje.
- P_w = Peso de la muestra húmeda, en gramos.
- P_s = Peso de la muestra seca, en gramos.
- γ_s = Peso volumétrico seco, en g/cm³.
- γ_h = Peso volumétrico húmedo, en g/cm³.

Los pesos volumétricos secos y las humedades correspondientes se utilizan para trazar la curva peso volumétrico seco-humedad, marcando en el eje de las abscisas los contenidos de humedad. La humedad que genera mayor peso volumétrico es la que permite la mayor compactación del material y se le conoce como humedad óptima de compactación.

En la misma gráfica se dibuja la curva de saturación teórica. Esta curva representa la humedad para cualquier peso volumétrico, necesaria para que todos los vacíos que dejan entre sí las partículas sólidas estuvieran llenos de agua.

Prueba Proctor



El peso volumétrico seco correspondiente a la curva de saturación teórica para la humedad dada se calcula con la fórmula:

$$\gamma_{scs} = \frac{100 D_a}{100 + w D_r} \times 100 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

Donde:

γ_{scs} = Peso volumétrico seco de la curva de saturación (kg / m³).

D_a = Densidad absoluta del material que pasa la malla No. 400 en g/cm³.

D_r = Densidad relativa del material que pasa por la malla No. 40.

La curva de saturación teórica tiene por objeto comprobar si la prueba Proctor fue correctamente efectuada, ya que la curva de saturación y la curva Proctor nunca deben cortarse porque, en la práctica, es imposible llenar totalmente con agua los huecos que dejan las partículas del suelo compactado.

La curva de saturación teórica sirve para determinar si un suelo, en el estado en que se encuentra, es susceptible de adquirir, fácilmente, mayor humedad o mayor peso volumétrico.

Así, una vez hecha la determinación del peso volumétrico y humedad en el lugar se calcula el por ciento de huecos llenos de aire con la siguiente fórmula:

$$V_a = \frac{\gamma_{scs} - \gamma_s}{\gamma_s} \times 100$$

Donde:

V_a = Volumen de huecos llenos de aire %.

γ_{scs} = Peso volumétrico seco de suelo compactado correspondiente a la humedad w.

γ_s = peso volumétrico de la curva de saturación teórica correspondiente a la humedad w.

Si este valor es mayor de 6.5%, el suelo se encuentra en condiciones de adquirir un peso volumétrico mayor con la humedad que contiene; o bien, sin variar su peso volumétrico seco, incrementar su humedad.

PRUEBA PORTER ESTÁNDAR

Esta prueba determina el peso volumétrico seco máximo de compactación Porter y la humedad óptima en los suelos con material mayor de $\frac{3}{8}$ " y los cuales no se les puede hacer la prueba Proctor. Esta prueba sirve también para determinar la calidad de los suelos en cuanto a su valor de soporte, midiendo la resistencia a la penetración del suelo compactado y sujeto a un determinado periodo de saturación.

Esta prueba se lleva a cabo de la siguiente forma

La humedad óptima de Porter es la humedad mínima requerida por el suelo para alcanzar su peso volumétrico seco máximo cuando es compactado con una carga unitaria de 140.6 kg/cm². Para obtener la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo se toma una muestra de 4 Kg. de material secado, disgregado y cuarteado. Cuando se ha logrado la disgregación de los grumos se tamiza la muestra por la malla $\frac{3}{4}$ ". Se le incorpora cierta cantidad de agua, cuyo volumen se anota y una vez lograda la distribución homogénea de la humedad se coloca en tres capas dentro del molde de prueba, a cada una de ellas se les da 25 golpes con la varilla metálica. Al terminar la colocación de la última capa se compacta el material aplicando cargas uniformes y lentamente, procurando alcanzar la presión de 140.6 kg/cm² en un tiempo de 5 minutos, esta presión debe mantenerse durante 1 minuto, e inmediatamente hacer la descarga en otro minuto. Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad de la muestra es inferior a la óptima. A otra porción de 4 Kg. de material se le adiciona una cantidad de agua 80 cc. mayor que y se repite el proceso. Si al aplicar la carga máxima se observa que se humedece la base del molde, el material toma una humedad ligeramente mayor que la óptima de Porter. Para fines prácticos es conveniente considerar que el espécimen se encuentra con su humedad óptima

cuando se inicia el humedecimiento de la base del molde, siendo esta la más adecuada para su compactación.

Se determina la altura del espécimen restando la altura entre su cara superior y el borde del molde de la altura total del molde y con este dato se calcula el volumen del espécimen. Se pesa el espécimen con el molde de compactación, se le resta el peso del molde y se calcula el peso volumétrico.

$\gamma_h = \frac{P_h}{V_t}$	<p>Donde:</p> <p>γ_h = Peso volumétrico húmedo en g/cm³ o kg/m³.</p> <p>P_h = Peso del material húmedo compactado, dentro del cilindro Porter, en gr o Kg.</p> <p>V_t = Volumen del espécimen en cm³ o m³.</p>
------------------------------	--

Se extrae el material del molde y se pone a secar a una temperatura constante de 100 a 110 °C, se deja enfriar el material, se pesa y se calcula la humedad y el peso volumétrico seco máximo.

$w = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100$ $\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + \frac{w}{100}}$
--

VALOR RELATIVO DE SOPORTE

Es un índice de resistencia al esfuerzo cortante en condiciones determinadas de compactación y humedad. Se expresa como el porcentaje de la carga necesaria para introducir un pistón de sección circular en una muestra de suelo respecto a la profundidad de penetración del pistón en una piedra tipo triturada. Por lo tanto, si P_2 es la carga en Kg. necesaria para hacer penetrar el pistón en el suelo en estudio y $P_x=1360$ Kg., la que se precisa para penetrar la misma cantidad en la muestra tipo de piedra triturada, el valor Relativo de Soporte del suelo es de:

$$VRS = (P_2/1360) * 100$$

MÓDULO DE REACCIÓN (K)

Es una característica de resistencia que se considera constante, lo que implica elasticidad del suelo. Su valor numérico depende de la textura, compacidad, humedad y otros factores que afectan la resistencia del suelo. La determinación de k se hace mediante una placa circular de 30" de diámetro bajo una presión tal que produzca una deformación del suelo de 0.127 cm (0.05"). En general se puede decir que el módulo de reacción k es igual al coeficiente del esfuerzo aplicado por la placa entre la deformación correspondiente, producida por este esfuerzo.

CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LAS VÍAS TERRESTRES.

Sistema de clasificación de suelos utilizado en la S.O.P.

Para fines de clasificación, los materiales que constituyen la corteza terrestre se agrupan en 3 divisiones: suelos, fragmentos de roca y rocas.

El término suelo se aplica a todas aquellas partículas de material menores de 7.6 cm. (3"). El término fragmentos de rocas se aplica a fragmentos mayores de 7.6 cm. (3") y que no forman parte de una formación rocosa masiva. El término roca se usa para formaciones rocosas más o menos continuas o masivas.

El suelo se subdivide en suelos de partículas finas o finos y suelos de partículas gruesas o gruesos. Los finos son aquellos cuyas partículas son menores que la malla No. 200 y los gruesos son los que se retienen en la malla No. 200 y pasan la malla de 7.6 cm. (3"). Los finos comprenden los suelos orgánicos, limos y arcillas. Los suelos orgánicos son los que contienen una cantidad apreciable de materia orgánica y un material fino orgánico es limo o arcilla, según sus características de plasticidad. Los suelos en que predomina mucho la materia orgánica quedan en un grupo denominado turba.

Los gruesos comprenden los grupos denominados arena y grava, siendo la frontera entre ellos la malla No. 4.

Los fragmentos de roca se subdividen en chicos, medianos y grandes. Los fragmentos chicos son aquellos que se retienen en la malla de 7.6 cm. (3") y su dimensión máxima es menor de 30 cm. Los fragmentos medianos son aquellos cuya dimensión máxima está comprendida entre 30 cm. y 1 m. Los fragmentos grandes son aquellos cuya dimensión máxima es mayor que de 1m.

Cada uno de estos grandes grupos tiene un símbolo genérico, dado por una o más letras alusivas.

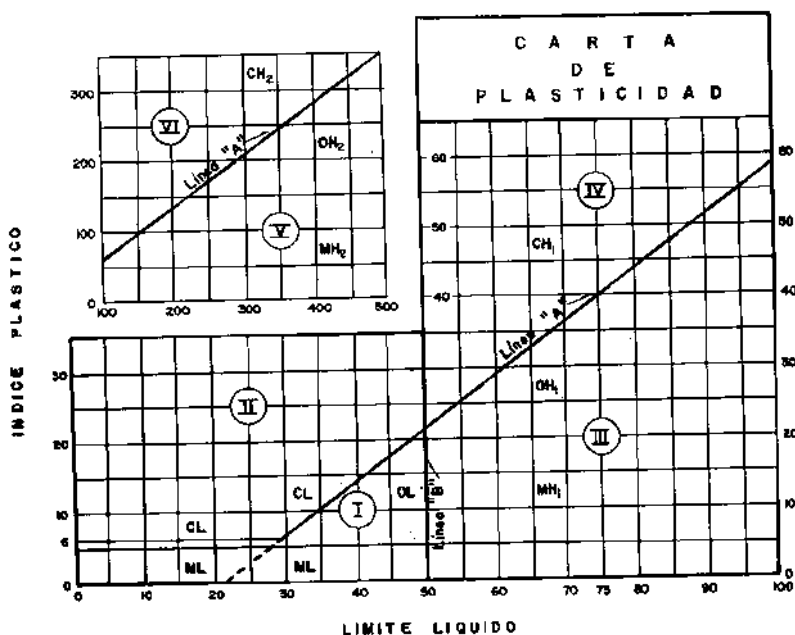
En la tabla 1 se resumen los grupos que intervienen en el Sistema de Clasificación de la Secretaría de Obras Públicas de México (S.O.P.).

Tabla 1. CLASIFICACIÓN DE MATERIALES PÉTREOS Y SUELOS.

Divisiones	Sub-divisiones	Grupo	Símbolo	Dimensiones de las partículas o fragmentos
SUELOS	Altamente orgánicos	Turba	P _t	-----
	Finos	Orgánicos	O	< Malla N° 200
		Limos	M	< Malla N° 200
		Arcillas	C	< Malla N° 200
	Gruesos	Arenas	S	> N° 200 y < N° 4
		Gravas	G	> N° 4 y < 7.6 cm (3")
FRAGMENTOS DE ROCA		Chicos	F _c	> 7.6 cm (3") y < 30 cm
		Medianos	F _m	> 30 cm y > 1 m
		Grandes	F _g	> 1 m
ROCAS	Ígneas	Extrusivas	R _{ie}	-----
		Intrusivas	R _{ii}	-----
	Sedimentarias	Clásticas	R _{sc}	-----
		Químicas	R _{sq}	-----
		Orgánicas	R _{so}	-----
	Metamórficas	No foliadas	R _{mn}	-----
		Foliadas	R _{mf}	-----

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (Versión S.O.P.)

La base del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos es la carta de Plasticidad, resultado de una investigación realizada por A. Casagrande en el laboratorio. En esta investigación se vio que, si se sitúan los suelos en un sistema coordenado que tenga el Límite Líquido en el eje de las abscisas y al Índice Plástico en el de las ordenadas. Su agrupamiento no ocurre al azar sino que se agrupan de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativamente definidas; del mismo modo que los suelos vecinos poseen propiedades similares, los alejados las tienen diferentes.



Con base en esta observación, Casagrande establece en la gráfica fronteras que separan a los materiales finos en diferentes grupos de propiedades afines (líneas A y B).

En la Fig. 12 aparece la gráfica de referencia, denominada carta de plasticidad, en la forma en que se usa en la Secretaría de Obras Públicas de México, la cual difiere ligeramente de la originalmente presentada por Casagrande.

El sistema unificado abarca tanto a los suelos gruesos como a los finos, distinguiéndolos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas y finos, si más de la mitad de sus partículas, en peso son finas. (Véanse las tablas 1, 2).

Tabla 2. SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS. (Versión S.O.P.)

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACIÓN EN EL CAMPO. (Excluyendo las partículas mayores de 7.6 cm. (3") y basando las fracciones en pesos estimados).			SÍMBOLOS DEL GRUPO (*)	NOMBRES TÍPICOS
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla N° 200 (*)	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4	GRAVAS LIMPIAS (Poco o nada de partículas finas)	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos
			GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos
		Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios.		
		Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños con ausencia de algunos tamaños intermedios.		

	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla N° 4	GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina con poco o nada plástica (para identificación véase grupo ML abajo)		G M	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo	
			Fracción fina plástica (para identificación véase grupo CL abajo)		G C	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	
		ARENAS LIMPIAS (Poco o nada de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios.		S W	Arenas bien graduadas, arenas con grava con poco o nada de finos	
			Promedio de un tamaño o un tipo de tamaños con ausencia de algunos tamaños intermedios.		S P	Arenas mal graduadas, arenas con grava con poco o nada de finos	
	ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica (para identificación véase grupo ML abajo)		S M	Arenas limosas, mezclas de arena y limo		
		Fracción fina plástica (para identificación véase grupo CL abajo)		S C	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla		
	Procedimientos de identificación en la fracción que pasa por la malla N° 40						
	SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla N° 200	LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO MENOR DE 50	Resistencia en edo seco (características al rompimiento)	Dilatancia Reacción al agitado	Tenacidad (consistencia cerca del límite plástico)		
Nula a ligera			Rápida a lenta	Nula	M L	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos	
Media a alta			Nula a muy lenta	Media	C L	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres	
Ligera a media			Lenta	Ligera	O L	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	
LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO MAYOR A 50		Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	M H	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos	
		Alta a muy alta	Nula	Alta	C H	Arcillas inorgánicas de alta de alta plasticidad, arcillas francas	
		Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	O H	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad	
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		Fácilmente identificables por color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa			P _t	Turba y otros suelos altamente orgánicos	

SUELOS GRUESOS

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos típicos de ese grupo. El significado se especifica a continuación:

Gravas y suelos en que predominan aquéllas. Símbolo genérico G (gravel).

Arenas y suelos arenosos. Símbolo S (sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla No. 4 , de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa por la malla No. 4, y es del grupo genérico S en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.

2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.

3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.

4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

A continuación se describen los grupos anteriores a fin de proporcionar criterios más detallados de identificación, tanto en el campo como en el laboratorio.

1) Grupos GW y SW

Estos suelos son bien graduados y con pocos finos o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que estos grupos el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5% en peso. En el laboratorio la graduación se juzga por medio de los coeficientes de uniformidad (Cu) y curvatura (Cc). Para considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3 en el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor a 6, en tanto que el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

2) Grupos GP y SP

Estos suelos son mal graduados; es decir, son de apariencia uniforme, o presentan predominio de un tamaño o de un rango de tamaños, faltando algunos intermedios; en el laboratorio deben satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores, en lo referente a su contenido de partículas finas, pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para ser considerados como bien graduados. Dentro de estos grupos están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes, de médano y playas y las mezclas de gravas y arenas finas, provenientes de diferentes estratos obtenidos durante un proceso de excavación.

3) Grupos GM y SM

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12% en peso, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre nula y media; es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase por la malla No. 40 debajo de la línea A o bien que su índice de plasticidad sea menor que 6%. En su sistema, Casagrande fijó este último número en 4%. Cuando el porcentaje de finos está entre 5 y 12% deberá usarse en símbolo doble, por ejemplo GW-GM, para indicar una grava bien graduada con finos no plásticos, en porcentaje comprendido, entre 5 y 12%.

4) Grupos GC y SC

Por las mismas razones expuestas para los grupos GM y SM, el contenido de finos de estos grupos de suelos debe ser mayor que 12% en peso. Sin embargo, en estos casos, los finos son de media a alta plasticidad; es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pase la malla No. 40 arriba de la línea A, teniéndose además la condición de que el índice plástico sea mayor que 6% (7% en el sistema original de Casagrande).

Cuando un material no se ubique claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Por ejemplo, el símbolo GW-SW se usará para un material bien graduado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.

SUELOS FINOS

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo con dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, lo que da lugar a las siguientes divisiones:

Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).

Arcillas inorgánicas, de símbolo C (clay).

Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdivide en dos grupos, según su límite líquido. Si éste es menos de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility) y esta por combinación se obtienen los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor al 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility) y así se tienen los grupos MH, CH y OH.

Debe notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e Ip), mientras que en el caso actual sólo interviene el valor del límite líquido. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues éste puede estar parcialmente seco o preconsolidado.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos. Tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independientemente de símbolo Pt (del inglés Peat, turba).

Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describen a continuación en forma más detallada.

1) Grupos CL y CH

En estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la línea A, definida por $LL < 50\%$ e $I_p > 6\%$ ($I_p > 7\%$ en el sistema originalmente propuesto por Casagrande).

El grupo CH corresponde a la zona arriba de la línea A, definida por $LL > 50\%$. En este grupo CH se encasillan las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con límites líquidos de hasta 500%.

2) Grupos ML y MH

El grupo ML comprende la zona bajo la línea A, definida por $LL < 50\%$ y la porción sobre la línea A con $I_p < 6\%$ ($I_p < 4\%$ en el sistema original). El grupo MH corresponde a la zona de debajo de la línea A, definida por $LL > 50\%$.

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con $LL < 30\%$ se ubican en el grupo ML. Los depósitos cólicos, del tipo del Loess, con $25\% < LL < 35\%$, usualmente aparecen también en este grupo.

Un tipo interesante de suelos finos que caen en esta zona son las arcillas del tipo caolín, derivadas de los feldespatos de rocas graníticas; a pesar de que el nombre de arcillas está muy difundido por estos suelos, algunas de las características corresponden a limos inorgánicos; por ejemplo, su resistencia en estado seco es relativamente baja y en estado húmedo muestran cierta reacción a la prueba de dilatancia; sin embargo, son suelos finos y suaves con un alto porcentaje de partículas tamaño de arcilla, comparable con el otras arcillas típicas, localizadas arriba de la línea A. En algunas ocasiones estas arcillas caen en los casos de frontera ML-CL y MH-CH. dada su proximidad con dicha línea.

Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más que su límite líquido pueda ser mayor que 100% (MH). Sus mezclas con otros suelos de partículas finas son también de los grupos ML o MH.

3) Grupos OL y OH

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los grupos ML y MH, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la línea A.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que crezca el límite líquido de una arcilla inorgánica, sin apreciable cambio en su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la línea A.

4) Grupo Pt

En la mayoría de los suelos turbosos las pruebas de límites pueden ejecutarse después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300 y 500%. Quedando su posición en la Carta de Plasticidad notablemente debajo de la línea A; el índice plástico normalmente varía entre 100 y 200%.

Similarmente al caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usan para él símbolos dobles de frontera. Por ejemplo, MH-CH representará un suelo fino con $LL > 50\%$ e índice plástico tal que el material quede situado prácticamente sobre la línea A.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos no se concreta a ubicar al material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca además una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que escapan a la mecánica de las pruebas que se realizan. Un ejemplo típico de ello es la compacidad.

En general, en los suelos gruesos deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de su superficie, nombre local y geológico.

En los suelos gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico.

Respecto del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterado y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.

IDENTIFICACIÓN DE SUELOS

La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúe. En el Sistema Unificado hay criterios para clasificación de suelos en el laboratorio; estos criterios de tipo granulométrico y de investigación de características de plasticidad, ya han sido suficientemente descritos. Además y ésta es una de las ventajas del Sistema, se ofrecen criterios para identificación en el campo, es decir, en aquellos casos en que no se disponga de equipo de laboratorio para efectuar las pruebas necesarias para una identificación estricta. Estos criterios, simples y expeditos, se detallan a continuación.

IDENTIFICACIÓN DE CAMPO DE SUELOS GRUESOS

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño $\frac{1}{2}$ cm. Como equivalente a la malla No. 4 y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla No. 200 son aproximadamente las más pequeñas que puedan distinguirse a simple vista.

En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar los suelos bien graduados de los mal graduados mediante un examen visual. Esta experiencia se obtiene comparando graduaciones estimadas con las obtenidas en el laboratorio, en todos los casos en que se tenga oportunidad de hacerlo. Para examinar la

fracción fina contenida en el suelo, deberán ejecutarse las pruebas de identificación de campo de suelos finos, sobre la parte que pase la malla No. 40; si no se dispone de esta malla, el cribado puede sustituirse por una separación manual equivalente.

En ocasiones puede ser importante juzgar la integridad de las partículas constituyentes de los suelos, en cuyo caso será preciso un examen especialmente cuidadoso. Las partículas procedentes de rocas ígneas sanas se identifican fácilmente; las partículas intemperizadas se reconocen por las decoloraciones y la relativa facilidad con que se desintegran.

IDENTIFICACIÓN DE CAMPO DE SUELOS FINOS

El mejor modo para la identificación de suelos finos en el campo sigue siendo el aprendizaje al lado de quien ya posea experiencia; a falta de tal apoyo, es aconsejable la comparación sistemática de los resultados de la identificación de campo realizada con los del laboratorio, en caso en que exista la oportunidad de hacerlo.

La principal base de criterio para identificar suelos finos en el campo es la investigación de las características de dilatancia, tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

Dilatancia

Las arenas limpias muy finas dan la reacción más rápida y distintiva, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Los limos inorgánicos, tales como el típico polvo de roca, dan una reacción rápida moderada.

La velocidad con que la pastilla cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece, define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos del suelo. Una reacción rápida es típica en arenas finas uniformes, no plásticas (SP y SM) y en algunos limos inorgánicos (ML), particularmente del tipo polvo de roca; también en tierras diatomáceas (MH). Al disminuir la uniformidad en estos suelos, la reacción se hace menos rápida. Contenidos ligeros de arcilla coloidal imparten algo de plasticidad al suelo, por lo que la reacción en estos materiales se vuelve más lenta; esto sucede en los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos (ML, OL), en arcillas muy limosas (CL-ML) y en muchas arcillas de tipo caolín (ML, ML-CL, MH y MH-CH). Una reacción extremadamente lenta o nula es típica de arcillas situadas arriba de la línea A (CL, CH) y de arcillas orgánicas de alta plasticidad.

El fenómeno de la aparición de agua en la superficie de la muestra es debido a la compactación de los suelos limosos y aún en mayor grado, de los arenosos, bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano; esto reduce la relación de vacíos del material, expulsando el agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a esos vacíos. Los suelos arcillosos no sufren esos efectos bajo cargas dinámicas, por lo cual no producen reacción.

Tenacidad

La potencialidad de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rollito en el límite plástico y la pérdida rápida de la coherencia de la muestra al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo caolín; las arcillas orgánicas se sienten muy débiles y esponjosas al tacto en el límite plástico.

Cuanta más alta sea la posición del suelo respecto a la línea A (CL, CH), más rápido y tenaz será el rollito cerca del límite plástico y más rígida también se notará la muestra al romperse entre los dedos, abajo del límite plástico. En los suelos ligeramente sobre la línea A, tales como arcillas glaciales (CL, CH), los rollitos son de media tenacidad cerca de su límite plástico y la muestra comienza pronto a desmoronarse en el amasado, al bajar su contenido de agua. Casi sin excepción, los suelos que están debajo de la línea A (ML, MH, OL y OH) producen rollitos poco tenaces cerca del límite plástico; en el caso de suelos orgánicos y micáceos, muy debajo de la línea A, los rollitos se muestran muy débiles y esponjosos. También en todos los suelos bajo la línea A, excepto los OH próximos a ella, la masa producto de la manipulación entre los dedos, posterior al rolado, se muestra suelta y se desmorona fácilmente, cuando el contenido de agua es menor que el correspondiente al límite plástico.

Cuando se trabaje en lugares en que la humedad ambiente sea casi constante, el tiempo que transcurra hasta que se alcance el límite plástico será una medida relativamente

tosca del índice plástico del suelo. Por ejemplo, una arcilla CH con LL = 70% e Ip = 50% o una OH con LL = 100% e Ip = 50% precisan mucho más tiempo de manipulación para llegar al límite plástico que una arcilla glacial del tipo CL. En limos pocos plásticos, del grupo ML, el límite plástico se alcanza muy rápidamente. Claro es que para que las observaciones anteriores tengan sentido será necesario comenzar todas las pruebas con los suelos muy aproximadamente en la misma consistencia, de preferencia cerca del límite líquido.

Resistencia en estado seco

Una alta resistencia en estado seco es característica de las arcillas del grupo CH. Un limo inorgánico solo posee muy ligera resistencia, pero puede distinguirse por el tacto al pulverizar el espécimen seco. La arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de la harina.

Los limos ML o MH exentos de plasticidad no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital; el polvo de roca y la tierra diatomácea son ejemplos típicos. Una resistencia en estado seco baja es representativa de todos los suelos de baja plasticidad localizados bajo la línea A y aún de algunas arcillas inorgánicas muy limosas, ligeramente sobre la línea A (CL). Las resistencias medias definen generalmente a las arcillas del grupo CL, o en ocasiones, a otras de los grupos CH, MH (arcillas tipo caolín) u OH, que se localicen muy cerca de la línea A. La mayoría de las arcillas CH tienen resistencias altas, así como las CL, localizadas muy arriba de la línea A. Los materiales OH con altos límites líquidos y próximos a la línea A también exhiben grandes resistencias. Por último, resistencias muy altas son típicas de arcillas inorgánicas del grupo CH, localizadas en posiciones muy elevadas respecto a la línea A.

Color

En exploraciones de campo el color del suelo suele ser un dato útil para diferenciar los diferentes estratos y para identificar tipos de suelo, cuando se posee experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son más bien propios de suelos inorgánicos.

Olor

Los suelos orgánicos (OH y OL) tienen por lo general un olor distintivo, que puede usarse para identificación; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo y disminuye con la exposición al aire, aumentado, por el contrario, con el calentamiento de la muestra húmeda.

CLASIFICACIÓN DE LOS FRAGMENTOS DE ROCA.

Los fragmentos de roca son todos aquellos cuyo tamaño es mayor de 7.6 cm. (3") y no forman parte de una formación rocosa.

DIVISIÓN DE LOS FRAGMENTOS

Los fragmentos de roca se subdividen en:

1) Fragmentos chicos (Fc)

Aquellos cuyo tamaño está comprendido entre la malla de 7.6 cm. (3") y 30 cm. de dimensión máxima.

2) Fragmentos medianos (Fm)

Aquellos cuya dimensión máxima está comprendida entre 30 cm. y 1m.

3) Fragmentos grandes (Fg)

Aquellos cuya dimensión máxima es mayor de 1m.

CARACTERÍSTICAS GENERALES

En este tipo de materiales deberán indicarse las siguientes características: clasificación petrográfica, características de granulometría, tamaño máximo de los fragmentos, forma de los mismos, características de la superficie, grado de alteración y cualquier otra información descriptiva pertinente.

Para los materiales “**in situ**” deberá agregarse información sobre su estructura, estratificación, compacidad, cementación condiciones de humedad y características de drenaje.

A continuación se describen cada una de las características que ha sido anotada y los adjetivos que deberán usarse para especificar cada una de ellas.

Clasificación petrográfica

Cuando sea posible deberá hacerse la clasificación petrográfica, que consiste en especificar de qué roca se trata.

Características granulométricas

Deberá indicarse si se trata de un material de fragmentos de tamaño “uniforme” o en el caso de comprender varios tamaños, deberá estimarse si el material está “mal graduado” o “bien graduado”, con un criterio similar al que se usa en el procedimiento de identificación de suelos en el campo. También se indicará el tamaño máximo de los fragmentos.

Forma

La forma de los fragmentos deberá indicarse con los términos “acicular” cuando tenga forma de aguja, “laminar” cuando tenga forma de lámina y “equidimensional” cuando sus tres dimensiones tengan el mismo orden de magnitud. Esta última comprende los siguientes casos: “angulosos”, cuando el fragmento tenga vértices y aristas agudos; “subangulosos”, cuando estos vértices y aristas no sean agudos; “subredondeados”, cuando los vértices y las aristas prácticamente no existan y “redondeados”, cuando tengan prácticamente la forma esférica.

Características de la superficie

Las características de la superficie deberán calificarse según los términos: lisa, ligeramente rugosa, medianamente rugosa y muy rugosa.

Grado de alteración

El grado de alteración deberá indicarse usando los términos: sanos, poco alterados, medianamente alterados y muy alterados. El grado de alteración puede juzgarse por las siguientes características de los fragmentos: falta de lustre, manchas locales y sonido cuando son golpeados por un martillo. Algunos fragmentos que no estén expuestos a la intemperie pueden parecer sanos cuando acaban de ser extraídos de su lugar; en estos casos se recomienda exponer dichos fragmentos a la intemperie por algún tiempo; se presenta entonces una desintegración gradual cuando no son completamente sanos.

Estructura

Se refiere a la manera en que están colocados entre sí los diferentes constituyentes de un depósito pétreo. La estructura es importante desde el punto de vista del comportamiento mecánico de todo depósito, siendo esencial el que los fragmentos rocosos estén en contacto directo o separados por el suelo. En el segundo caso, el comportamiento mecánico del conjunto está determinado fundamentalmente por las propiedades del suelo que separa los fragmentos. En un depósito que esté constituido por fragmentos de roca y suelo fino, los casos extremos que pueden presentarse son un depósito en que todos los fragmentos sean resistentes y estén en contacto entre sí, constituyendo una estructura simple y el suelo fino sólo se presente llenando parcialmente los huecos de esta estructura simple, o un depósito que se encuentre constituido predominantemente por suelo fino limoso o arcilloso y los fragmentos se encuentren aislados sin presentar ningún contacto entre ellos. Es evidente que bajo la aplicación de una carga rápida, el material del primer caso mencionado se comportará como “puramente friccionante”, mientras que en el segundo caso, el comportamiento mecánico será el de un suelo fino.

Estratigrafía

La estratigrafía, en caso de existir, deberá describirse indicando el espesor de los estratos, el tipo de material que constituye dichos estratos y el echado de ellos; se debe explicar claramente que se trata de un material no estratificado, cuando así ocurra.

Compacidad

La compacidad deberá juzgarse usando los términos: muy suelto, suelto, poco compacto, compacto y muy compacto.

Cementación

La cementación química entre los fragmentos deberá expresarse con los términos: nula, ligera, media y alta, de acuerdo con la magnitud del esfuerzo necesario para separar los fragmentos; debiendo indicarse, cuando sea posible, si el tipo de cementación es por carbonatos, por silicatos, por aluminatos o por óxidos de hierro. Queda entendido que ya una cementación alta está en el límite de lo que se podría considerar una roca sedimentaria. El grado de cementación deberá estimarse en una muestra representativa del material que se haya dejado sumergida en agua cuando menos 24 horas.

Condiciones de humedad

Las condiciones de humedad deberán indicarse con los términos: seco, poco húmedo, muy húmedo y saturado.

Características de drenaje

Las características de drenaje de un depósito se refieren a la facilidad con la que un depósito de material puede drenarse en el caso de que llegue a saturarse. Las características de drenaje deberán clasificarse con los adjetivos: nulas, malas, medias y buenas.

Estas características dependen tanto de las propiedades hidráulicas de los materiales constituyentes como la topografía y la naturaleza de las formaciones geológicas circundantes.

GENERALIDADES ACERCA DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

Los terrenos de cimentación pueden estar constituidos por roca o por suelos. En general, la roca no plantea problemas como terreno de cimentación propiamente dicho, pues la obra vial le comunica esfuerzos que suelen ser de muy baja intensidad en comparación con la resistencia del material.

Las rocas ígneas por su dureza, pueden presentar problemas de costo de excavación muy elevado; por lo general permiten taludes verticales o muy próximos a la vertical, cuando están razonablemente sanas y como apoyo de un pavimento requieren de la colocación de una capa de suelo intermedio en los cortes, para eliminar las irregularidades que puedan tras el proceso de conformación.

En las rocas sedimentarias es frecuente una dureza mucho menor que en las ígneas, lo que se traduce en una mayor facilidad de excavación; en este grupo abundan las rocas deleznales, especialmente las de estructura aglomerada (calizas), entre las que se encuentran todos los tipos de comportamiento, pues mientras las de grano fino son duras y permanentes, las de grano grueso son blandas y deleznales. Las lutitas y las margas suelen ser relativamente fáciles de excavar, con frecuencia son poco estables ante el agua; al igual que los yesos y rocas similares, pueden ser expansivas al absorber agua y esto las hace peligrosas en los lechos de los cortes y como materiales de relleno en muros de retención, conviene hacer notar que las aguas que han fluido a través de rocas margosas, yesos o anhidritas pueden ser muy peligrosas, pues en su recorrido se cargan de sales cálcicas que pueden descomponer el cemento de los concretos utilizados en las diferentes estructuras de la obra vial.

Los esquistos y las pizarras son quizá las rocas metamórficas más frecuentes en la tecnología de las vías terrestres; son fáciles de excavar, hasta el grado de que muchas veces no requieren explosivos y bastan los medios mecánicos para su extracción. Al tener planos de foliación muy marcados en la mayor parte de los casos, estas rocas rompen a lo largo de ellos, por lo que su echado es muy importante cuando aparecen en cortes y laderas. Son rocas bastante deleznales y como producto de alteración final producen, arcillas muy inestables, a veces en tiempos dentro de la vida útil de la obra.

Los terrenos de cimentación constituidos por suelos también suelen proporcionar apoyo suficiente para las vías terrestres, aunque existen algunas condiciones que plantean grandes problemas de proyecto y construcción.

Los suelos friccionantes (gravas, arenas y limos no plásticos o las mezclas que ellos predominan) por lo general tienen capacidad de carga suficiente y características de compresibilidad que no provocan problemas de asentamientos de importancia.

Las arenas o limos muy sueltos pueden plantear problemas de erosión y de asentamiento brusco, por colapso rápido de su estructura simple, cuando está sometida a cargas de alguna importancia; estos colapsos suelen estar asociados a movimientos en el agua del subsuelo, sea saturación por flujo de agua que se infiltre de la superficie o ascensos del

nivel freático por cualquier razón. Sin embargo, este efecto no es muy importante bajo las terracerías, pues éstas absorben con facilidad los movimientos resultantes; naturalmente que el efecto anterior es mucho más peligroso cuando el terreno de cimentación soporta una de las estructuras rígidas que suelen construirse en una vía terrestre.

En ocasiones, las fuerzas hidrodinámicas producidas por un flujo ascendente del agua, al vencer el peso de las partículas, provocan efectos de boyancia que hacen que el suelo pierda total o casi totalmente su capacidad de carga.

Otro efecto del flujo del agua en el terreno de cimentación es la tubificación, producida cuando el agua se infiltra a través del suelo de cimentación con su gradiente hidráulico superior al crítico, de manera que haya arrastre de partículas. La condición de tubificación no es muy peligrosa en el terreno de cimentación de terracerías, puede afectar más bien a los terraplenes, siendo un factor que se debe considerar en su estabilidad, pero pudiera presentarse en ocasiones, por ejemplo al brotar el agua en un terraplén, cuando exista un embalse en el otro lado. Los suelos más susceptibles a la tubificación son los friccionantes finos, permeables, sin cementación, con índice plásticos menor del 10%; los suelos que además de cumplir los requisitos anteriores son ligeros (arenas pumíticas, por ejemplo) resultan particularmente por el flujo del agua. En la tabla 7 se detalla la susceptibilidad a la tubificación de los distintos suelos:

Tabla 7. Susceptibilidad de los Suelos a la Tubificación

Gran resistencia a la tubificación.	<ul style="list-style-type: none"> • Arcillas muy plásticas ($I_p > 15\%$), bien compactadas. • Arcillas muy plásticas ($I_p > 15\%$), deficientemente compactadas.
Resistencia media a la tubificación.	<ul style="list-style-type: none"> • Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media ($I_p > 6\%$), bien compactadas. • Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media ($I_p > 6\%$), deficientemente compactadas. • Mezclas no plásticas, bien graduadas y bien compactadas, de grava, arena y limo con $I_p < 6\%$.
Baja resistencia a la tubificación	<ul style="list-style-type: none"> • Mezclas no plásticas, bien graduadas y deficientemente compactadas, de grava, arena y limo con $I_p < 6\%$. • Arenas limpias, finas, uniformes ($I_p < 6\%$), bien compactadas. • Arenas limpias, finas, uniformes ($I_p < 6\%$) deficientemente compactadas.

La tubificación de los terrenos de cimentación es más frecuente cuando en estos hay estratificación errática, con mantos permeables, susceptibles de acelerar el fenómeno.

Los filtros graduados constituyen el mejor medio de evitar el fenómeno de la tubificación en el terreno de cimentación, aunque por razones de costo su uso debe de estar limitado en la tecnología de las vías terrestres a aquellos lugares en el que el riesgo de tubificación esté comprobado y en que el fenómeno pueda ser de graves consecuencias.

La licuación ha producido las fallas más dramáticas y espectaculares, debido a la magnitud de la masa de suelo que se pone en juego al producirse este fenómeno. En suelos tales como arenas saturadas relativamente sueltas, es posible que una sollicitación dinámica, rápida, con la que puede presentarse durante un sismo, origine en el agua elevadas presiones que crecen a un ritmo mayor de los que alcanzan a disiparse por la salida del agua de los poros de la estructura del material. Al incrementarse la presiones del agua interior, se debilita el contacto entre los granos de la arena, disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o muy próximos a cero; en estas condiciones la masa de arena se comporta como un líquido, fluyendo bajo la acción de las cargas que provocan el fenómeno.

Los suelos susceptibles a la licuación son las arenas sueltas (pues en estas la deformación tiende a compactar la estructura, transmitiéndose al agua las presiones que generan el fenómeno), uniformes, finas (en ellas se reduce su permeabilidad, impidiendo la

disipación de presiones en el agua) y saturados; los depósitos de limos no plásticos sueltos son particularmente peligrosos.

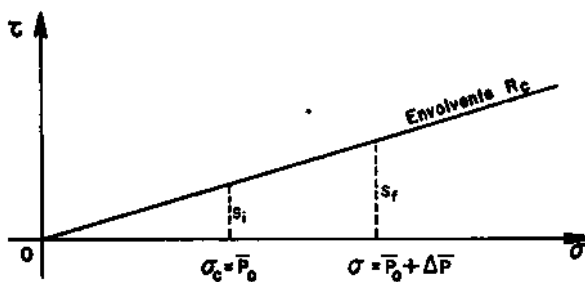
El único medio que parece seguro para impedir la licuación consiste en compactar los terrenos susceptibles, utilizando para ello cualquiera de los procedimientos usuales en la actualidad. En terrenos de cimentación constituidos por limos plásticos y arcillas, deben distinguirse dos casos diferentes: cuando su compresibilidad sea relativamente baja (suelos CL, ML y OL) y cuando sean francamente compresibles (suelos CH, MH, OH y P_t).

En suelos de compresibilidad relativamente baja no se plantean problemas especiales a la superestructura de la obra vial; los pequeños asentamientos que pueden llegar a producirse son absorbidos fácilmente por la flexibilidad propia de dicha superestructura y la capacidad de carga del terreno suele ser suficiente para soportar a los terraplenes que hayan de ser construidos.

Los materiales OL, debido al contenido de materia orgánica, pudieran no ser apropiados, en casos extremos, para usarse como materiales de construcción.

La falta de resistencia del terreno de cimentación bajo un terraplén puede producir una falla por falta de capacidad de carga, asociada a un hundimiento brusco y destructivo del terraplén, con bufamiento del terreno a ambos lados de aquél (o a un sólo lado), no lejos de la línea de ceros. La falla puede darse sin previo aviso, pero en ocasiones se producen con anterioridad deformaciones en la corona del camino, con hundimientos en la línea de centro y aparición de grietas en el material natural, paralelas al bordo y a una distancia que es función de la altura y el ancho del terraplén; estas grietas suelen ir acompañadas de un perceptible bufamiento del terreno natural. Al detectar estos signos precursores de una falla inevitable se debe proceder de inmediato al remedio del mal, ya sea empleando bermas o aligerando las presiones inducidas por el terraplén. En muchos casos una previsión razonable podrá consistir en adoptar un procedimiento de construcción por etapas, en el cual se construya primeramente una altura parcial del terraplén, que se irá completando a medida que el terreno de cimentación desarrolle resistencia al irse consolidando bajo la carga previa. Supóngase que se trata de un proceso de consolidación producido por un terraplén que se construye sobre un suelo compresible, normalmente consolidado, cuya resistencia inicial no garantiza la estabilidad de la estructura, por lo que se decide exigir la mitad de su altura y esperar para completarla a que el suelo se haya consolidado parcialmente, aumentando lo suficiente la resistencia inicial del terreno en ese proceso.

Fig. 13 Aumento de la resistencia rápida con carga de consolidación



Bajo carga rápida, supuesto que el terraplén se construye en poco tiempo, en comparación con el que el suelo necesita para consolidarse significativamente, la resistencia del suelo de cimentación estará representada por la envolvente de la prueba rápida consolidada obtenida al trabajar con esfuerzos totales. Analizando esta envolvente (ver figura 13) puede

verse que la resistencia al esfuerzo cortante (s) es proporcional a la carga con que se haya consolidado el material.

En el monto compresible normalmente consolidado, la resistencia bajo la carga rápida será, por lo tanto, proporcional a la profundidad. Al construir la mitad del terraplén se inducirá un proceso de consolidación en el terreno de cimentación, como consecuencia del cual se aumentarán las presiones efectivas en todo punto del mismo. La resistencia final en cualquier punto del suelo de cimentación, una vez logrado el 100% de consolidación bajo la nueva carga, puede determinarse a partir de las nuevas presiones efectivas existentes al término del proceso, calculables con la aplicación de la Teoría de Boussinesq. Así, si s_i es la resistencia inicial de un punto de la masa consolidada bajo la presión efectiva de su peso propio (p_0), la resistencia final bajo carga rápida, s_f , será la correspondiente a la nueva presión de consolidación, $p_0 + Dp$, donde Dp representa el incremento de presión efectiva que ha producido la mitad del terraplén primeramente construida. De esta manera s_f será la resistencia con que pueda contarse al iniciar la construcción de la segunda mitad del terraplén, si el terreno natural ha alcanzado el 100% de consolidación bajo la primera mitad; la resistencia correspondiente a

un porcentaje de consolidación comprendido entre 0% y 100% tendrá un valor también comprendido entre s_i y s_f , que podrá obtenerse por interpolación lineal, según se desprende obviamente de la figura. Si el suelo de cimentación fuese preconsolidado, el problema podría tratarse como el caso anterior, pero incluyendo en la envolvente R_c el intervalo de consolidación.

Otro problema relacionado con los terrenos de cimentación de muy baja resistencia es el que se refiere a las fallas del terraplén propiamente dicho, por rotación o traslación sobre superficies de deslizamiento desarrolladas total o parcialmente en dicho terreno de cimentación.

MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

Los principales métodos que se han seguido para mejorar el terreno natural, ya sea en lo referente a resistencia o a compresibilidad, son los siguientes:

El uso de materiales ligeros

Se trata de conseguir, dentro de distancias de acarreo tolerables, bancos de materiales de bajo peso específico para la construcción de los terraplenes, a fin de lograr así que se reduzcan máximo tanto las presiones comunicadas al terreno natural como la geometría de la sección que se construya, pues no debe olvidarse que el problema de asentamientos suele estar ligado al de la falta de resistencia, de modo que si el terraplén se hace con materiales pesados requerirá taludes muy tendidos, bermas, etc., que podrán reducirse y quizá eliminarse con el uso de materiales ligeros; siendo el hundimiento menor a menor ancho de terraplén, esta última ganancia repercutirá favorablemente en el asentamiento final a que se llegue.

La sobreelevación de la rasante

Se trata ahora de sobreelevar inicialmente la rasante del terraplén, de manera que quede en el nivel requerido después de producirse el asentamiento. La efectividad de la solución depende de que el terreno natural soporte la sección sobreelevada.

Construcción previa de terraplenes

En este caso se construye el terraplén con suficiente anticipación a las obras de pavimentación, permitiendo que ocurra el asentamiento durante ese lapso disponible; después se conformara la corona, para pavimentar una estructura que ya no se deformará. En ocasiones, la falta de resistencia del terreno de cimentación puede obligar a completar la sección definitiva por medio de sucesivos recargues, aprovechando la resistencia que se genere como consecuencia de la consolidación. Naturalmente que el número de recargues necesariamente tendrá que ser bajo, y el último tal, que produzca asentamientos que no sean de significación. La solución es muy ventajosa sobre todo en accesos y pasos a desnivel, pero está limitada por la disponibilidad de tiempo.

El uso de drenes verticales de arena

Siendo el proceso de asentamiento un proceso de consolidación, todos los procedimientos que aceleren esta última servirán para que aquellos produzcan con mayor rapidez, dando oportunidad a que ocurran durante el proceso de construcción, con lo que la estructura permanecerá prácticamente libre del problema durante su vida de servicio. Además, la aceleración de la consolidación sirve también para aumentar la rapidez de generación de resistencia al esfuerzo cortante consecuencia del proceso. Los drenes verticales de arena son un acelerador comprobado de los procesos de consolidación, cuya influencia en éstos puede ser establecida teóricamente. Son perforaciones verticales rellenas de material permeable, de pequeño diámetro y de longitud suficiente para que sus efectos alcancen a la totalidad del manto compresible o, por lo menos, al espesor que vaya a producir la mayor parte del asentamiento.

Su función se ejerce disminuyendo la longitud de las trayectorias que el agua debe recorrer para ser drenada de los estratos compresibles que se consoliden; esto se logra al permitirse el flujo en la dirección horizontal, además del flujo vertical usual. Como la mayoría de los suelos arcillosos finos son algo estratificados, de manera que la permeabilidad horizontal es más grande que en la dirección vertical, el flujo radial hacia los drenes verticales de arena es, en principio, muy eficiente.

Los drenes se instalan introduciendo en el terreno un tubo de ademe del que después se extrae el suelo y que debe recuperarse por razones de costo, extrayéndolo a medida que se rellena de arena el espacio interior, o por medio de un mandril o broca apropiada, que haga una perforación cuyas paredes se sostengan al retirar la herramienta, por lo menos el tiempo necesario para rellenar el hueco con la arena que funciona como material drenante. Naturalmente que el segundo método suele ser de menor costo que el primero, pero no siempre es aplicable, pues en suelos muy blandos o turbosos no se sostienen las paredes de pozos relativamente profundos. Ambos métodos producen un importante remoldeo del suelo natural, que se refleja en su resistencia conjunta; esta reducción de resistencia ha de ser tomada en cuenta, ya que han tenido lugar algunas fallas importantes por olvidarse de ello, si bien es cierto que la resistencia suele recuperarse algunos días o cuando mucho semanas, después de instalados los drenes. El remoldeo de los suelos puede evitarse en gran parte usando chiflones, taladros o procedimientos similares, que realicen la excavación con mínimo desplazamiento.

Indudablemente, los drenes verticales de arena aceleran la salida del agua de los estratos compresibles, pero no deben considerarse como una solución apropiada en todos los casos; no deben utilizarse sin una exploración de campo adecuada y sin un conocimiento preciso del subsuelo que se desea tratar. Quizá el caso en que su efectividad es mayor, es aquel en que existen en el terreno lentes de materiales algo permeables, que sean atravesadas por los drenes. En suelos arcillosos homogéneos es frecuente que los drenes verticales aun cuando reduzcan los tiempos de consolidación, no conduzcan a procesos suficientemente rápidos como para justificar su alto costo.

Es importante para el buen funcionamiento de los drenes verticales que el material que en ellos se coloque sea realmente permeable; a este respecto la experiencia parece indicar como aconsejable sobrepasar incluso las normas usuales para materiales drenantes o constitutivos de filtros. En especial deberá cuidarse que sea muy bajo el contenido de finos menores que la malla N° 100, pues estos afectan mucho la permeabilidad del conjunto, al grado de que variaciones de un 1% a un 2% pueden reducir la permeabilidad 3 ó 4 veces. De la misma manera, debe evitarse toda segregación dentro del material filtrante en su colocación en el pozo.

La instalación de drenes verticales de arena debe complementarse con una capa drenante de espesor razonable, que cubra toda el área tratada.

Así se garantizará salida al agua acumulada en los drenes verticales y además se propiciará el flujo vertical del agua, como ayuda del radial. Esa capa superior drenante no debe ser de menos de 30 ó 40 cm de espesor.

La separación que se dé a los drenes verticales de arena en una instalación dada influye grandemente en la aceleración que se logre en el proceso de consolidación, que es mucho mayor cuanto más próximos se pongan, pero también, naturalmente, en el costo de la instalación, que crece mucho cuando se colocan muy cercanos. También el diámetro de los pozos tiene importancia, aunque en menor grado.

El poder establecer por cálculo la evolución de la consolidación en una instalación de drenes verticales depende mucho de la precisión que se logre en la determinación de las permeabilidades, vertical y radial. La permeabilidad vertical puede medirse en el laboratorio, usando los métodos para suelos estratificados; pero la permeabilidad radial se mide mejor con pruebas de campo, por lo cual se pueden usar los pozos de instalación piezométricos, que tendrán que existir obligatoriamente en toda instalación importante de drenes verticales de arena.

No se ha estudiado suficientemente el efecto que los drenes verticales de arena pudieran tener sobre la resistencia del estrato compresible, por ejemplo al deslizamiento, al actuar como verdaderos pilotes de arena.

El uso de los drenes verticales de arena suele ser costoso, sobre todo en países en que no exista la maquinaria especializada para su construcción con que es posible contar en la actualidad; por consiguiente, su utilización no puede recomendarse sin un cuidadoso estudio de su idoneidad y una completa consideración.

La compensación total o parcial de la carga de terraplén

Si se logra por algún procedimiento de construcción adecuado que al penetrar el material del terraplén desplace lateralmente al suelo de cimentación blando, se producirá una compensación del peso de aquél, que actuará únicamente con una presión correspondiente a la diferencia entre el peso del material colocado y el desplazado. El método es más factible

cuando más fácil sea de desplazar lateralmente el terreno natural, por lo que rinde sus mejores resultados en suelos arcillosos orgánicos o en turbas.

En ocasiones el desplazamiento del terreno natural se ayuda con sobrecargas, explosivos, etc. En el caso particular de las aeropistas, estructuras de longitud más limitada que una carretera, se ha usado un procedimiento de auténtica compensación completa, preexcavando una caja de profundidad suficiente, la que se conforma estructuralmente construyendo en su fondo una losa delgada de concreto pobre y se rellena posteriormente con materiales ligeros, para producir una compensación total.

En carreteras, el inconveniente del procedimiento estriba en la gran cantidad de material que puede llegar a incrustarse en el material natural antes de lograr una compensación efectiva.

La remoción del material compresible

En este caso se utiliza una idea tan sencilla como ésta: si el terreno de cimentación es malo y compresible, remuévasele y póngase en su lugar otro de mejor calidad. El Departamento de Carreteras del Estado de California considera que ésta es la mejor solución en suelos muy blandos y compresibles, que se presentan bajo los terraplenes en espesores no mayores que 4 ó 5 m, añadiendo que el material sustituido debe ser granular cuando no esté garantizado su drenaje. Esta norma resulta quizá exagerada para países que disponen de menores presupuestos para la construcción de una obra dada; en México, por ejemplo, se ha utilizado poco la sustitución de terrenos malos por suelos estables bajo terraplenes y la experiencia indica que cuando el espesor del terreno natural es inferior a 4 ó 5 m es posible obtener un comportamiento favorable a menor costo con el empleo de algún otro de los métodos descritos. Cuando el espesor del terreno malo es superior a 4 ó 5 m, es universalmente reconocido que el costo de la sustitución de materiales se hace prohibitivo. En resumen, la sustitución de materiales debe verse como una alternativa más a disposición del ingeniero, que podrá sopesarse para ser empleada sólo cuando resulte ser la más económica o conveniente después de un cuidadoso balance.

Tratamiento físico-químico del terreno compresible

Aun cuando estas técnicas están todavía en sus comienzos, se sabe que al añadir ciertas substancias al suelo se producen en éste intercambios iónicos entre sus partículas minerales y las materias disueltas en el agua intersticial, de manera que se modifican los nexos estructurales, mejorando la resistencia del suelo y disminuyendo su compresibilidad. En cada caso se hará necesario un análisis físico-químico del suelo, a fin de definir la substancia o substancias que producirán los efectos más favorables; éstas pueden incorporarse al suelo haciéndolas circular por su interior disueltas en agua. En México se han realizado diversos estudios para la aplicación de estas técnicas, pero nunca han llegado a usarse en las obras, debido a su alto costo.

Calcinación del suelo

Consiste este método en calcinar lateralmente hablando la estructura del suelo, con elevadas temperaturas provenientes de la combustión de gases. En algunos casos se han reportado disminuciones notables de la compresibilidad y, por consiguiente, de los asentamientos. El método debe considerarse en etapa experimental.

Colocación de entramados de ramas, palmas y otros materiales similares bajo el terraplén

Consiste este método en fabricar una verdadera balsa de entramado bajo el terraplén, que reparte la carga y proporciona una especie de flotación al conjunto de la superestructura. El método se ha usado con excelentes resultados en diversos países, pero en México se carece de una experiencia concluyente al respecto.

La colocación de bermas o el uso de taludes muy tendidos

Con ello se logra uniformizar las presiones transmitidas al terreno bajo el terraplén, con lo que se uniformizan también los asentamientos, reduciendo los diferenciales. Por otra parte, conviene no olvidar que el asentamiento total es mayor cuanto mayor es el ancho del área cargada, por lo que las medidas objeto de este apartado tenderán a hacer crecer dichos asentamientos totales; naturalmente, la bondad de estas medidas estará supeditada al balance de estos factores contradictorios. Estos métodos carecerán de sentido en aeropistas, donde las coronas de los terraplenes son muy anchas en comparación con las de las carreteras.

Escalonamiento de laderas naturales

En terrenos naturales con pendiente transversal fuerte existe el peligro de que los terraplenes se deslicen ladera abajo, aún cuando los materiales involucrados no sean demasiado malos. El escalonamiento del terreno de cimentación en forma apropiada a la geometría del terraplén y a la topografía de la zona es quizá el método que más se ha usado en México para combatir este tipo de problemas. Los escalones, de huella horizontal y peralte vertical, proporcionan al terraplén apoyo horizontal, eliminando la componente de su peso a lo largo de la superficie de contacto con el terreno natural y, por lo tanto, la causa de la posible falla. Los escalones deben tener peralte apropiado y huella suficiente para las maniobras del equipo de construcción. El proyecto deberá indicar al detalle la forma y las dimensiones de los escalones, siendo deseable que toda sección se aloje en terreno firme.

Construcción de rellenos sobre apoyo irregular en roca

Al hacer cortes en roca es muy común que, como consecuencia del proceso de excavación con explosivos, la cama del camino quede ríspida y llena de aristas irregulares y agudas. En este caso ha de colocarse entre esa roca y el pavimento una capa de suelo del suficiente espesor y apropiada resistencia, para impedir que las irregularidades señaladas se reflejen en el propio pavimento. Este es un caso ilustrativo de aquellos en que el mejoramiento del terreno consiste en la sustitución de un apoyo muy firme por otro de suelo, aparentemente de peor calidad. La lección que se extrae de esto es que los problemas de interacción entre superestructura y terreno de cimentación en una obra vial son tan complejos que con frecuencia la norma de mejoramiento adoptada es contradictoria, en el sentido de que resulta desventajosa desde uno o varios de los puntos de vista que intervienen; lo importante es entonces resaltar el aspecto fundamental que se pretende mejorar, balanceando convenientemente las virtudes y defectos de la norma de mejoramiento adoptada.

Compactación

Frecuentemente se mejora la parte superior del terreno de cimentación con un proceso de compactación posterior al desmonte, deshierbe y desenraizado; el tratamiento es frecuente sobre todo en aeropistas y suele ser somero, alcanzando 85 a 90%, en relación a cualquier estándar usual.

Anclaje de bloques de roca fracturada

En laderas rocosas inclinadas y cuando los planos de fracturamiento son desfavorables a la obra vial, se ha recurrido al anclaje de los bloques de roca con varillas de acero introducidas en perforaciones previas selladas posteriormente con concreto o lechada de cemento, de modo que literalmente se cosen los fragmentos cuya situación sea peligrosa.

Relleno de grietas

Con frecuencia la superficie del terreno de cimentación aparece agrietada. Cuando ella suceda, la causa del agrietamiento deberá investigarse siempre, pues el fenómeno puede ser indicio tanto de la existencia de un estado de falla incipiente relativamente fácil de corregir, por ejemplo en una ladera inclinada, como de un verdadero estado de deslizamiento superficial generalizado o de un estado de tensión importante.

La causa del agrietamiento deberá ser eliminada como un requisito indispensable para la corrección del agrietamiento. Podrá haber casos en que el cambio de trazos constituya la mejor solución, pues como se ha dicho, el agrietamiento puede estar asociado a fenómenos de gran escala y corrección difícilísima y muy costosa; pero en los casos sencillos, una vez eliminada la causa del agrietamiento puede resultar muy conveniente rellenar las grietas previamente formadas con arcilla, suelo-asfalto o algún material similar, con características plásticas. Las grietas abiertas pueden ser peligrosas, pues al rellenarse de agua generan empujes hidrostáticos que pueden agravar cualquier tendencia a la inestabilidad preexistente.

Como puede verse, ninguno de los métodos propuestos para mejorar las características de resistencia o compresibilidad del terreno de cimentación de un terraplén constituye una solución universal, de manera que en cada caso en que se haga realmente indispensable mejorar tales condiciones será preciso analizar todas las circunstancias particulares, a fin de escoger la solución o combinación de soluciones más convenientes. De hecho, algunos de los métodos propuestos son contradictorios, en el sentido de que si bien resultan favorables para algún aspecto del problema, pueden resultar desfavorables para otros. Así, la elección del criterio a seguir en cada caso no está subordinada a reglas fijas, sino que

es materia de juicio del proyectista. Afortunadamente, tanto el monto de los asentamientos, como su evolución con el tiempo (si bien ésta con menor precisión) son calculables por los métodos teóricos que proporciona la Mecánica de Suelos.

Este cálculo, por cierto, exige un conocimiento mucho más detallado de las propiedades del subsuelo del que puede lograrse con los procedimientos normales actualmente en uso para la exploración del terreno de cimentación para carreteras y aeropistas, por lo que cuando se trabaje en áreas de suelos arcillosos blandos que presenten problemas especiales, la exploración ha de ser también de tipo especial, incluyendo la obtención de muestras inalteradas; como consecuencia, el programa de pruebas de laboratorio tampoco podrá ser rutinario y deberá comprender la realización de pruebas de compresión simple y triaxiales, para determinación de resistencia al esfuerzo cortante, y de pruebas de consolidación, para definir las características de compresibilidad.

AGUA EN EL TERRENO DE CIMENTACIÓN

Del agua que cae sobre el terreno natural en el lugar que se construirá una vía terrestre, parte escurre por la superficie, parte se infiltra en él y parte se evapora. La relación entre el agua que escurre y la precipitación total es el coeficiente de escurrimiento del terreno; éste es variable según el tipo de suelo, su pendiente, tipo de vegetación y otros factores.

El agua que escurre sobre la superficie del terreno, lo erosiona y, más tarde o más temprano, se incorpora a alguna corriente superficial.

La que se infiltra a través del suelo, lo penetra hasta ser detenida por una capa impermeable y satura la zona suprayacente a esa capa formando el nivel freático, que se mantendrá a un nivel más o menos constante en tanto no haya una modificación substancial en el régimen hidráulico de la zona. Cuando el agua freática aflora o es muy poco profunda, da lugar a terrenos pantanosos. Cuando el agua freática está a relativa profundidad, pero el terreno sobre ella es fino y con potencial capilar elevado, aquélla puede ascender a importantes alturas y puede llegar a perjudicar a las terracerías y a los pavimentos. Se mencionan a continuación los efectos principales a que dan lugar los cambios en el agua freática y capilar dentro del terreno de cimentación.

1. Al cambiar el contenido de agua de los suelos cambian sus propiedades mecánicas más importantes, tales como la resistencia al esfuerzo cortante, que disminuye notablemente en suelos arcillosos o con apreciable contenido de finos cuando aquél aumenta, y la compresibilidad, que crece cuando el suelo fino adquiere agua. En suelos arenosos, especialmente en los cementados con sustancias solubles, la invasión de agua puede producir cambios drásticos en la estructuración y, por lo tanto, en la resistencia; también en este caso disminuye la resistencia por las fuerzas boyantes que se ejercen sobre los materiales bajo el nivel freático. Todo lo anterior se refleja en los asentamientos producidos en los terraplenes, en la posible falla de éstos, en las deformaciones que puede sufrir la capa subrasante, etc.

2. Los movimientos y variaciones en el agua freática y sus efectos no son nunca uniformes, por lo que producen áreas de diferentes comportamientos en el terreno de cimentación.

3. Los cambios en contenidos de agua propician cambios de volumen perjudiciales en suelos expansivos.

4. En suelos susceptibles a las heladas la existencia de agua es particularmente peligrosa, debido a los cambios de volumen y resistencia que se producen con el congelamiento periódico.

5. La acción del agua en el pavimento puede producir efectos destructivos diferentes de los asociados a los cambios de volumen o de resistencia de los suelos, tales como el bombeo o la separación de la película de asfalto de las partículas de agregado en las carpetas o en las bases asfálticas.

Además de esos efectos, el agua que corre superficialmente produce erosiones en la obra vial y en el terreno de cimentación que son siempre indeseables. Es indispensable el drenaje superficial de estas aguas.

Muchos de los métodos de tratamiento del terreno de cimentación que ofrecen mejores resultados, están relacionados con la eliminación del agua del interior de los suelos. Estas son las técnicas de subdrenaje que desempeñan un papel fundamental en la ingeniería de las vías

terrestres y que, sin duda, están destinadas a desempeñarlo en forma más importante cada vez.

Cuando se coloca un terraplén sobre el terreno natural se modifica el régimen hidráulico, en el sentido de que se impide la evaporación del agua en un área que antes era de libre exposición; por esta causa el nivel freático tenderá siempre a ascender en el terreno natural bajo los terraplenes. Además, en el terreno natural puede existir agua, sea propia del lugar o proveniente de un flujo que le traiga desde otra parte.

COMPACTACIÓN DE SUELOS

Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación de los mismos; por lo general el proceso implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, como consecuencia de la cual en el suelo ocurren cambios de volumen de importancia, fundamentalmente ligados a pérdida de volumen de aire, pues por lo común no se expulsa agua de los huecos durante el proceso de compactación. No todo el aire sale del suelo, por lo que la condición de un suelo compactado es la de un suelo parcialmente saturado.

El objetivo principal de la compactación es obtener un suelo de tal manera estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra. Las propiedades requeridas pueden variar de un caso a otro caso, pero la resistencia, la compresibilidad y una adecuada relación figuran entre aquellas cuyo mejoramiento se busca siempre; es menos frecuente, aunque a veces no menos importante que también se compacte para obtener unas características idóneas de permeabilidad y flexibilidad.

En rigor, la compactación es uno de los varios medios de que hoy se dispone para mejorar la condición de un suelo que hay de usarse en construcción; es, además, uno de los más eficientes y de aplicación más universal. La tabla 10 que se presenta a continuación, permite situar a la compactación dentro del conjunto de métodos de mejoramiento de suelos que hoy puede aplicarse.

Tabla 10. Métodos de mejoramiento de suelos

Métodos	Físicos	<ul style="list-style-type: none"> • Confinamiento (suelos friccionantes) • Consolidación previa (suelos finos arcillosos) • Mezclas (suelo con suelo) • Vibroflotación.
	Químicos (estabilizaciones)	<ul style="list-style-type: none"> • Con sal • Con cemento • Con asfalto • Con cal • Con otras sustancias
	Mecánicos	<ul style="list-style-type: none"> • Compactación

Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, tales como cortinas para presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, pavimentos, etc. En ocasiones se hace necesario compactar el terreno natural, como en el caso de las cimentaciones sobre arenas sueltas. Así, la compactación de suelos es ante todo, un problema constructivo, de campo.

La diferencia de cualquier proceso de compactación depende de varios factores y para poder analizar la influencia particular de cada uno se requiere disponer de procedimientos estandarizados que reproduzcan los procesos de compactación de campo en el laboratorio, en forma representativa (hasta donde ello sea posible). De esta manera, pasan a primer plano de interés las pruebas de compactación de laboratorio y los estudios que en éste han de hacerse en torno a tales procesos.

VARIABLES QUE AFECTAN EL PROCESO DE LA COMPACTACIÓN DE LOS SUELOS

Como es natural, un suelo se puede compactar de varias maneras y en cada caso se tendrá un resultado diferente; por otra parte, una misma forma de compactación dará resultados distintos si se aplica a diversos suelos; por último, si una misma forma de compactación se aplica a un suelo determinado, podrán lograrse resultados muy diferentes si de un caso a otro se varían ciertas condiciones de las prevalecientes de dicho suelo.

Los resultados de un proceso de compactación dependen de varios factores, unos que atañen al tipo de suelo, otros relativos al método de compactación que se emplee y por último varios más que se refieren a determinadas circunstancias que en ese momento pudieran prevalecer en el suelo con que se trabaja. Estos factores suelen denominarse “variables” que rigen el proceso de compactación.

La naturaleza del suelo

La clase de suelo con que se trabaja influye de manera decisiva en el proceso de compactación. Prevalece aún la distinción usual entre suelos finos y gruesos o entre suelos arcillosos y friccionantes, pero en el análisis de los procesos de compactación es muy común que tal distinción se detalle bastante más.

El método de compactación

En el laboratorio resulta bastante fácil clasificar los métodos de compactación en uso en tres tipos bien diferenciados: la compactación por impactos, por amasado y por aplicación de carga estática. A reserva de detallar algo más de estos métodos, baste por el momento la afirmación de que producen resultados diferentes tanto en la estructuración que adquiere el suelo como, en consecuencia, en las propiedades del material que se compacta.

La energía específica

Se entiende por energía específica de compactación la que se entrega al suelo por unidad de volumen, durante el proceso mecánico que se trate.

Es muy fácil evaluar la energía específica en una prueba de laboratorio en que se compacte al suelo por impactos dados con un pisón, de hecho, resulta claro que para tal caso queda dada por la expresión:

$$E_e = Nn Wh/V$$

donde:

E_e = Energía específica.

N = Número de golpes del pisón compactador por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde compactación.

n = Número de capas que se disponen hasta llenar el molde.

W = Peso del pistón compactador.

h = Altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo.

V = Volumen total del molde de compactación, igual al volumen total del suelo compactado.

En las pruebas de laboratorio en que se compacta el suelo con la aplicación de presión estática, en principio la energía específica se puede evaluar de manera análoga en términos del tamaño del molde, el número de capas en que se dispone el suelo, la presión que se aplique a cada capa y el tiempo de aplicación. Sin embargo, en este caso la evaluación no resulta ya tan sencilla y la energía específica se ve afectada por la deformabilidad del suelo y por el tiempo de aplicación de la presión.

En el caso de las pruebas en que se realiza la compactación por amasado es aún más compleja la evaluación de la energía específica, pues cada capa de suelo dentro del molde se compacta mediante un cierto número de aplicaciones de carga con un pisón que produce presiones que varían gradualmente desde cero hasta un valor máximo y luego se invierte el proceso en la descarga. La energía de compactación no se puede cuantificar de un modo sencillo, pero puede hacerse variar a voluntad si se introducen cambios en la presión de apisonado, en el número de capas, en el número de aplicaciones del pisón por capa, en el área del pisón o en el tamaño del molde.

El concepto de energía específica conserva un pleno valor fundamental cuando se relaciona con procedimientos de compactación de campo. En el caso del uso de rodillos

depende principalmente de la presión y el área de contacto entre el rodillo y el suelo, del espesor de la capa que se compacte y del número de pasadas del equipo. Tampoco es sencillo evaluar la energía de compactación en términos absolutos en un caso dado, pero si se varían los factores mencionados es posible hacerla cambiar, con lo que se obtienen términos de comparación entre dos trenes de trabajo diferentes.

El contenido de agua del suelo

Proctor observó que con contenidos crecientes de agua, a partir de valores bajos, se obtenían más altos pesos específicos secos para el material compactado, si se usa la misma energía de compactación; pero observó también que esta tendencia no se mantiene indefinidamente, ya que cuando la humedad pasa por cierto valor, disminuyen los pesos específicos secos logrados. Es decir, Proctor puso de manifiesto que para un suelo dado y usando determinado procedimiento de compactación, llamado el óptimo, que produce el máximo peso volumétrico seco que es dable obtener con ese procedimiento de compactación.

En relación a un proceso de compactación de campo, dicho contenido de agua es el óptimo para el equipo y la energía correspondientes.

Lo anterior puede explicarse en términos generales si se toma en cuenta que en los suelos finos arcillosos, a bajos contenidos de agua, ésta se encuentra en forma capilar, produciendo compresiones entre las partículas constituyentes del suelo, las cuales tienden a formar grumos difícilmente desintegrables, que dificultan la compactación. El aumento en contenido de agua disminuye la tensión capilar y por lo tanto, el aglutinamiento de sus grumos, lo que aumenta la eficiencia de la energía de compactación. Empero, si el contenido de agua es tal que hay exceso de agua libre, al grado de casi llenar los vacíos del suelo, se impide una buena compactación, puesto que el agua no puede desplazarse instantáneamente a resultas del efecto mecánico que se esté aplicando.

El sentido en que se recorra la escala de humedades al efectuar la compactación

Este aspecto afecta sobre todo a las pruebas de compactación que se realizan en el laboratorio, en las que es común presentar resultados con base en gráficas $\gamma_d - w$ (peso volumétrico vs humedad). Estas curvas son diferentes si las pruebas se efectúan a partir de un suelo relativamente seco al que se va agregando agua o si se parte de un suelo húmedo, que se va secando según avanza la prueba. Las investigaciones experimentales comprueban que en el primer caso se obtienen pesos específicos secos mayores que en el segundo, para un mismo suelo y con los mismos contenidos de agua; este efecto parece ser particularmente notable en los suelos finos plásticos con contenidos de agua inferiores al óptimo. La explicación del fenómeno podría ser cuando el suelo está seco y se le agrega agua, ésta tiende a quedar en la periferia de los grumos, con propensión a penetrar en ellos sólo después de algún tiempo; por otra parte, cuando el agua se evapora al irse secando un suelo húmedo, la humedad superficial de los grumos se hace menor que la interna. Se tienen entonces condiciones diferentes en los grumos del suelo con un mismo contenido de humedad; en el primer caso, en que se agregó agua, la presión capilar entre los grumos es menor por el exceso de agua, en comparación con el segundo caso, en que la evaporación hace que los meniscos se desarrollen más. Por lo tanto, en el primer caso será menor la ligazón entre los grumos y una misma energía de compactación será más eficiente para compactar el suelo que en el segundo caso.

Naturalmente que los razonamientos anteriores se ven influidos por el tiempo que se deje pasar entre la incorporación del agua y el momento en que se aplique la energía de compactación, pues si el lapso es largo, se permite la incorporación uniforme del agua a los grumos del suelo, con la consecuente disminución de su humedad superficial y el aumento de la presiones capilares. El contenido de sales también influye, así como la naturaleza de la arcilla.

En los laboratorios es común que se proceda a partir de un suelo relativamente seco; se incorpora agua según avanza la prueba y se deja parar el tiempo suficiente tras la incorporación (24 hrs.), para permitir la distribución uniforme del agua.

El contenido de agua original del suelo

Se refiere este concepto al contenido natural de agua que el suelo poseía antes de añadirle o quitarle humedad para compactarlo, en busca del contenido óptimo o cualquier otro con que se hubiere decidido realizar la compactación.

En los procesos de campo el contenido de agua original no sólo se ejerce gran influencia en la respuesta del suelo al equipo de compactación, sino que también gobierna en gran parte el comportamiento interior de la masa compactada. Aunque por lo general sólo puede lograrse cambios relativamente pequeños al humedecer o secar el suelo extendido en la obra, es muy aconsejable buscar siempre condiciones de humedad natural que no se aparten mucho de la óptima para el proceso de compactación que vaya a usarse.

La recompactación

En muchos laboratorios es práctica común usar la misma muestra de suelo para obtención de puntos sucesivos de las pruebas de compactación, ello implica la continuada recompactación del mismo suelo. Se ha visto que esta práctica es inconveniente en lo absoluto, toda vez que la experimentación ha demostrado, sin género de duda, que si se trabaja con suelos recompactados los pesos volumétricos que se obtienen son mayores que los que se logra con muestras vírgenes en igualdad de circunstancias, de modo que con suelos recompactados la prueba puede llegar a dejar de ser representativa. Al parecer, una explicación sencilla de este efecto radica en la deformación volumétrica de tipo plástico que causan sucesivas compactaciones.

La temperatura

La temperatura ejerce un importante efecto en los procesos de compactación de campo, en primer lugar por efectos de evaporación del agua incorporada al suelo o de condensación de la humedad ambiente en el mismo. Además, puede llegar a ejercer algún efecto en la consistencia y manejabilidad de los suelos con los que se trabaja.

Otras variables

Además de las mencionadas, existe todo un conjunto de variables que afectan a las pruebas de compactación de laboratorio y campo, tales como el número y espesor de las capas en que se dispone o se tiende el suelo, el número de pasadas del equipo de compactación sobre cada punto o el número de golpes del pisón compactador en cada capa, etc.

LA CURVA DE COMPACTACIÓN

Proctor visualizó la correlación entre los resultados de un proceso de compactación y el aumento del peso volumétrico seco del material compactado, juzgó los resultados de un proceso de compactación con base en la variación de peso volumétrico seco que se logre; también comprendió el fundamental papel que desempeña el contenido de agua del suelo en la compactación que de él se obtiene, con un cierto procedimiento. Juntando estos dos aspectos, que consideró básicos, estableció la costumbre de representar la marcha de un proceso de compactación por medio de una gráfica en la que se haga ver el cambio de peso volumétrico seco al compactar al suelo con diversos contenidos de agua, cada una de las cuales proporciona un punto de la curva. Como quiera que diferentes procesos de compactación producen al mismo suelo compactaciones distintas, un mismo suelo podrá tener diversas curvas de compactación, correspondientes a los diferentes modos de compactarlo que puedan usarse, sea en el campo o en el laboratorio.

Una representación tal como la anterior ($\gamma_d - w$) recibe por antonomasia el nombre de curva de compactación, pero no constituye el único medio gráfico de representar los resultados de un proceso de compactación; simplemente es el modo más usual de representación de los que hoy se utilizan, aunque podría haber otros.

Sea cual fuere el procedimiento de compactación que se siga, la forma de curva de compactación será parecida a la que se muestra en la Fig.16

La curva muestra un máximo absoluto, alguna vez acompañado de otro secundario, de menor valor. El peso volumétrico seco correspondiente al máximo absoluto recibe el nombre de peso volumétrico seco máximo; la humedad con la que tal máximo se consigue se denomina humedad óptima y representa el contenido de agua con el cual el procedimiento de compactación que se esté usando produce la máxima eficiencia, por lo menos si ésta se juzga por el peso volumétrico seco que se logre.

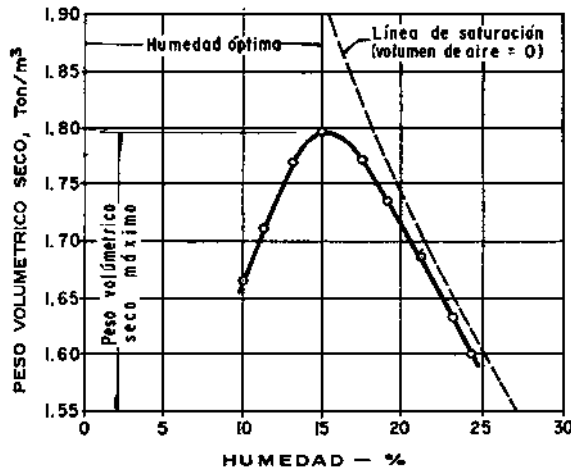
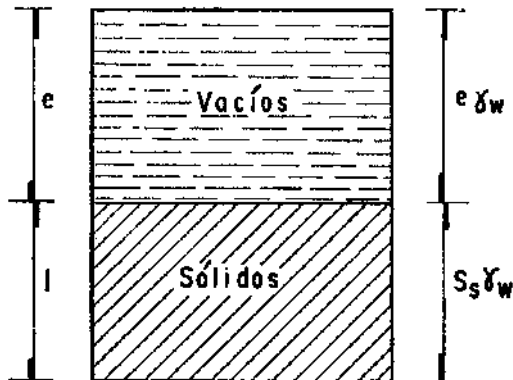


Fig. 16 Curva de compactación típica.

La Fig. puede construirse, ya sea en el laboratorio o en el campo, a partir de parejas de valores $\gamma_m - w$, los cuales se pueden obtener, como ya se dijo, si se aplica el procedimiento de compactación de que se trate a diversos especímenes del mismo suelo con diferentes contenidos de agua.

También aparece en la Fig. 18. la curva correspondiente al 100% de saturación del suelo en cada caso. Como ya se dijo, la condición de un suelo compactado en circunstancias normales es la de un suelo no saturado, razón por la

cual la curva de compactación se desarrolla por debajo de la curva de saturación; si se comparan las dos es posible saber cuál tendría que ser el contenido de agua que saturase a una muestra que se compactara a determinado peso volumétrico. La curva de saturación se puede obtener si se calculan los pesos volumétricos secos que corresponderían al mismo suelo supuesto, saturado que corresponde a suelos saturados y cuya obtención es sencilla a partir del esquema que se presenta en la Fig.17



Por definición:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{S_s \delta_w}{1 + e}$$

Según fórmula (1-9):

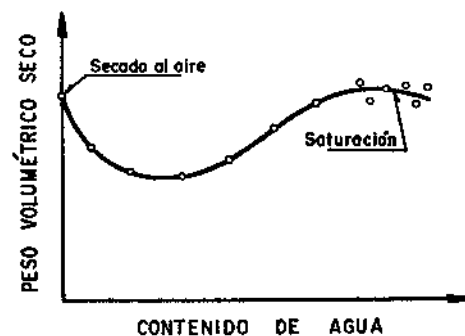
$$e = w S_g \text{ (Suelo saturado)}$$

$$\therefore \gamma_d = \frac{S_s}{1 + w S_g} \gamma_w \quad (4-3)$$

Fig. 17 Esquema de un suelo saturado y deducción de la fórmula.

Muchas de las curvas de compactación que se obtienen en el laboratorio se realizan en pruebas en que el espécimen se compacta por capas dentro del molde y por medio de golpes aplicados con un pisón estándar, con una energía también prefijada. Cuando una prueba de tal naturaleza (prueba dinámica) se realiza en una arena sin contenido de partículas de arcilla, la curva de compactación adquiere la forma que aparece en la Fig.18 En rigor esta forma es típica de la pruebas dinámicas que se aplican a materiales suficientemente permeables como para que no se desarrollen presiones de poro en el interior del suelo durante el proceso de compactación. Una curva como la de la Fig. mostrada no define en forma clara ni el peso volumétrico seco máximo ni la humedad óptima; pero, por otra parte y desde un punto de vista práctico, que es el único en que tienen vigencia los conceptos anteriores, el asunto no tiene demasiada importancia, pues existen otras pruebas de laboratorio aplicables a arenas limpias o a mezclas de arenas y gravas sin finos en que estos materiales exhiben curvas en la forma usual; además, tales pruebas son más satisfactorias desde el punto de vista de la representatividad de los procesos de campo que se usan con tales materiales (pruebas de compactación con vibración).

Fig. 18 Curva de compactación obtenida en prueba dinámica en arenas limpias y gravas arenosas



PROCESOS DE COMPACTACIÓN DE CAMPO

La energía que se requiere para compactar los suelos en el campo se puede aplicar mediante cualquiera de las cuatro formas que adelante se enumeran, las cuales se diferencian por la naturaleza de los esfuerzos aplicados y por la duración de los mismos. Estas formas son:

- a. Por amasado.
- b. Por presión.
- c. Por impacto.
- d. Por vibración.
- e. Métodos mixtos.

A. Compactadores por amasado. Rodillos pata de cabra

Estos compactadores concentran su peso sobre la relativamente pequeña superficie de todo un conjunto de puntas de forma variada (ver Fig.19) ejerciendo presiones estáticas muy grandes en los puntos en que las mencionadas protuberancias penetran en el suelo. Conforme se van dando pasadas y el material se va compactando, las patas profundizan cada vez menos en el suelo y llega un momento en que ya no se produce ninguna compactación adicional; en una profundidad del orden de 6cm., la

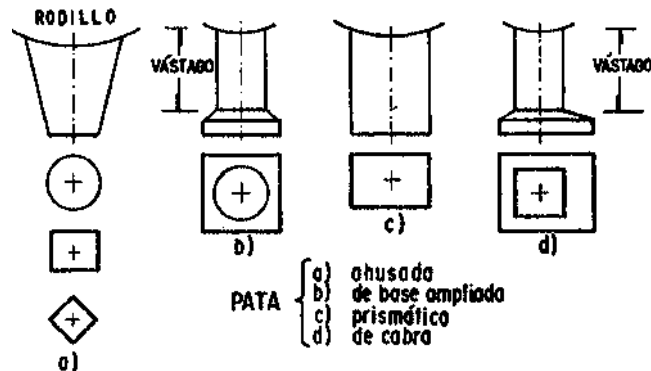
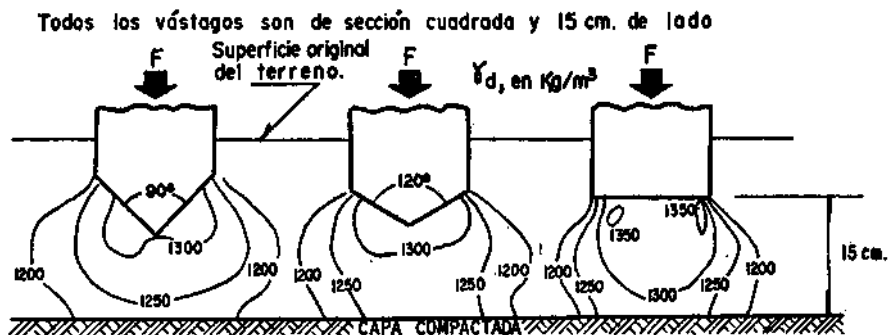


Fig. 19 Tipos usuales de patas de rodillo pata de cabra.

superficie queda siempre distorsionada, pero se compacta bajo la siguiente capa que se tienda.

En la Fig.20 se muestra la influencia que sobre la compactación obtenida ejerce la forma de la punta del vástago, que constituye la "pata de cabra" propiamente dicha; en forma esquemática se presentan los pesos volumétricos que resultaron en un caso dado con el empleo de tres tipos de vástago, todos de sección cuadrada de 15 cm de lado.

Fig. 20 Influencia de la forma de la punta del vástago en los rodillos "Pata de cabra"



En todos los casos que se muestran, el vástago aplicó la misma presión y con la misma ley a lo largo del tiempo. La mayor eficiencia del vástago plano, así como la del que está ligeramente biselado se revelan en la forma más regular de la zona más compactada y el mayor volumen representado por tal zona.

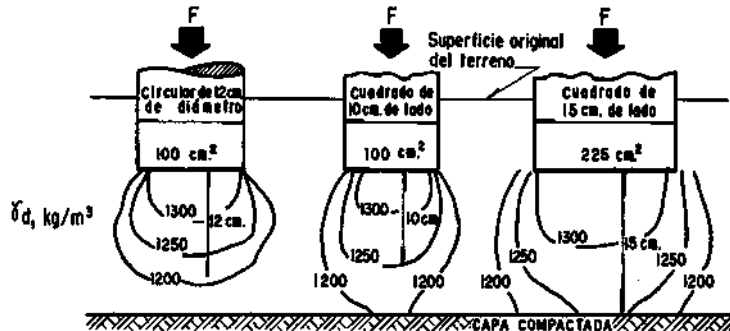
En la Fig. 21 se muestra esquemáticamente el resultado de una investigación particular que se realizó para estudiar el efecto de la forma de la sección recta del vástago y de su área

transversal. Es notable la mayor eficiencia del vástago más grande, así como la superioridad de la sección cuadrada sobre la redonda.

La presión que ejerce el rodillo pata de cabra al pasar con sus vástagos sobre el suelo no es uniforme en el tiempo; los vástagos penetran ejerciendo presiones crecientes, las cuales llegan a un máximo en el instante en que el vástago está vertical y en su máxima penetración; a partir de ese momento la presión disminuye hasta que el vástago sale. Además la acción del rodillo es tal que hace progresar la compactación de la

Fig. 21 Influencia del tamaño y del área de la sección recta de los vástagos de los rodillos "Pata de cabra".

capa de suelo de abajo hacia arriba; en las primeras pasadas las protuberancias y una parte del tambor mismo penetran en el suelo, lo que permite que la mayor presión se ejerza en el lecho inferior de la capa por compactar; para que esto ocurra el espesor de la capa no debe ser mucho mayor que la longitud del vástago. A esta peculiar manera de compactar se le denomina de "amasado".



Los rodillos más usuales tienen vástagos de 20 a 25 cm de longitud y se usan para compactar capas de suelo de alrededor de 30 cm de espesor. Como ya se dijo, al aumentar el número de pasadas del equipo la parte inferior de la capa va adquiriendo mayor resistencia, lo que impide la penetración del rodillo y de sus vástagos, que así van compactando al suelo suprayacente. El proceso puede llegar a un límite en el cual el rodillo camina sobre el suelo y transmite todo su peso a través de los vástagos, pero sin que haya contacto entre el tambor y el suelo propiamente dicho. Alguna vez se ha especificado este límite como norma sencilla para control de compactación de la capa, pero en suelos con contenido de agua relativamente alto o cuando se usan rodillos pesados pueden suceder que el tambor no deje de estar en contacto con el suelo, aunque el número de pasadas se incremente de manera arbitraria.

Por lo general, se considera adecuada la operación cuando el vástago penetra del 20% al 50% de su longitud, lo que depende de la plasticidad del suelo; así, para una arcilla blanda se busca hacer penetraciones menores que para una arcilla arenosa, a fin de evitar que se adhieran al vástago cantidades considerables del suelo y se reduzca el rendimiento del equipo. El rodillo pata de cabra produce entonces dos resultados muy deseables en los terraplenes de suelos finos compactados, que son una distribución uniforme de energía de compactación en cada capa y una buena liga entre capas sucesivas.

Es importante hacer notar que, al compactar los suelos, los rodillos pata de cabra dejan en ellos un porcentaje de vacíos mayor que los otros equipos de compactación (rodillos lisos, neumáticos, de rejillas y segmentados); esta circunstancia puede ser perjudicial y puede evitarse si se combinan diversos equipos de compactación al compactar suelos cohesivos.

El rendimiento de los rodillos pata de cabra está influido notablemente por la forma en que opera el equipo; por ejemplo, si los vástagos penetran en los mismo agujeros durante varias pasadas sucesivas, el rendimiento del equipo se reduce; para evitar que esto ocurra el operador debe procurar hacer un ligero cambio en el recorrido del rodillo. Para un equipo de características determinadas, el máximo rendimiento posible de operación puede calcularse burdamente aplicando la siguiente expresión:

El rendimiento de los rodillos pata de cabra está influido notablemente por la forma en que opera el equipo; por ejemplo, si los vástagos penetran en los mismo agujeros durante varias pasadas sucesivas, el rendimiento del equipo se reduce; para evitar que esto ocurra el operador debe procurar hacer un ligero cambio en el recorrido del rodillo. Para un equipo de características determinadas, el máximo rendimiento posible de operación puede calcularse burdamente aplicando la siguiente expresión:

El rendimiento de los rodillos pata de cabra está influido notablemente por la forma en que opera el equipo; por ejemplo, si los vástagos penetran en los mismo agujeros durante varias pasadas sucesivas, el rendimiento del equipo se reduce; para evitar que esto ocurra el operador debe procurar hacer un ligero cambio en el recorrido del rodillo. Para un equipo de características determinadas, el máximo rendimiento posible de operación puede calcularse burdamente aplicando la siguiente expresión:

$$E = \frac{ahv}{10n}$$

En la que:

E = rendimiento del compactador, en m³ por hora.

a = ancho del rodillo, en cm.

h = espesor de la capa compactada, en cm.

v = velocidad del compactador, en km/h.

n = número de pasadas del equipo por el mismo lugar.

Compactación por presión. Rodillos lisos y neumáticos.

Rodillos lisos

Se dividen en dos grupos: remolcados y autopropulsados. Los primeros constan generalmente de dos tambores montados en un marco al que se sujetan los ejes; su peso varía por lo común de 14 a 20 ton y pueden lastrarse llenando un depósito sobre el marco con agua o arena húmeda. Los autopropulsados constan de una rueda delantera y una o dos traseras (normalmente dos); se fabrican con pesos de 3 a 13 ton. El motor es de gasolina o diesel y pueden circular en velocidad directa o reversa. Los rodillos lisos tienen su campo de aplicación circunscrito a los materiales que no requieren concentraciones elevadas de presión, por no formar grumos o por no necesitar disgregado; por lo general son arenas y gravas relativamente limpias. También se utilizan mucho para el acabado de la superficie superior de las capas compactadas (terminación de la subrasante, de la base y de carpetas de mezcla asfáltica).

El efecto de la compactación de los rodillos lisos se reduce considerablemente a medida que se profundiza en la capa que se compacta y el efecto de la compactación se produce de arriba hacia abajo.

Las características principales de los rodillos lisos son su disposición, diámetro (con el que aumenta mucho la eficiencia), ancho y peso total. El espesor suelto de la capa de material que es posible compactar con rodillo liso varía de 10 a 20 cm.

En la tabla 11 se presentan las características más sobresalientes de los rodillos lisos autopropulsados de tres ruedas.

**Tabla 11. Rodillos lisos autopulsados de tres ruedas
Especificaciones comunes**

Peso total	3.0 a 13.0 ton
Diámetro del rodillo frontal	86 a 120 cm
Diámetro de los rodillos traseros	94 a 160 cm
Ancho del rodillo frontal	61 a 122 cm
Ancho de los rodillos traseros	38 a 58 cm
Carga por unidad de ancho de rodillo frontal	14 a 43 kg / cm
Carga por unidad de ancho de los rodillos traseros	25 a 80 kg / cm

Rodillos neumáticos

La acción compactadora del rodillo neumático (con llanas rellenas de aire) tienen lugar fundamentalmente por la presión que transmite a la capa de suelo tendida, pero estos rodillos producen también un cierto efecto de amasado, que causa al suelo grandes deformaciones angulares por las irregularidades (dibujo) de las llantas; este efecto ocurre a escala mucho menor que en los rodillos pata de cabra, pero tienen cierta importancia, sobre todo en la porción más superficial de la capa que se compacta. El rodillo aplica a la superficie de la capa prácticamente la misma presión desde la primera pasada; esta presión es casi igual a la presión de inflado de la llanta, si se descuentan pequeños efectos de rigidez de la llanta misma.

La superficie de contacto de la llanta depende del peso del rodillo y de la presión de inflado; su forma es más o menos elíptica. La presión que se transmite no es rigurosamente uniforme en toda el área de aplicación, pero para simplificar suele hablarse de una presión media de contacto. Para lograr una aplicación más o menos uniforme de la presión a una cierta profundidad bajo la superficie es preciso que las llantas delanteras y traseras del equipo tengan huellas que se superpongan ligeramente; es usual buscar una disposición tal que deje ambos lados 2/3 de huella libre entre las superposiciones.

El acabado superficial de las capas compactadas con rodillos neumáticos suele tener la rugosidad suficiente para garantizar una buena liga con la capa superior.

Los rodillos neumáticos suelen disponerse en uno o dos ejes, sobre los que normalmente existe una plataforma o depósito para el lastre; pueden ser remolcados o autopropulsados. Los rodillos ligeros por lo general son autopropulsados, pesan menos de 13 ton y están provistos de 9 a 13 ruedas en dos ejes. Los de peso medio varían de 13 a 25 ton y

suelen tener de 4 a 11 ruedas, en uno o dos ejes. Los pesados se fabrican con pesos de 25 a 110 ton y por lo común tienen 7 ruedas con dos ejes o 4 en un solo eje.

Existe un tipo de compactador neumático, denominado de ruedas bamboleantes, que tienen las ruedas de uno de sus ejes en posición oblicua respecto al mismo, lo que contribuye a aumentar el efecto de amasado; esto incrementa la eficiencia del equipo en los suelos finos en que tal efecto es deseable.

En la tabla 12 se muestran las características más comunes de los rodillos neumáticos.

Tabla 12. Rodillos Neumáticos
Especificaciones comunes

Ancho total del equipo	152 a 305 cm
Tamaño de la llanta	7.50 X 15 a 30 X 40 plg
Espaciamiento entre ruedas, centro a centro	45.6 a 76.2 cm
Peso total del rodillo	6 a 110 ton
Carga por rueda	0.6 a 27 ton
Presión de inflado	1.76 a 10.6 kg / cm ²
Presión de contacto	1.5 a 8.5 kg / cm ²
Área de contacto	480 a 3730 cm ²

Compactación por impacto

En los procedimientos de compactación por impacto es muy corta la duración de la transmisión del esfuerzo. Los equipos que pueden clasificarse dentro de este grupo son los diferentes tipos de pisonos, cuyo empleo está reservado a áreas pequeñas y ciertas clases de rodillos apisonadotes (tamper) semejantes en muchos aspectos a los rodillos pata de cabra, pero capaces de operar a velocidades mucho mayores que estos últimos, lo que produce un efecto de impacto sobre la capa de suelo que se compacta.

Los pisonos pueden ir desde los de tipo más elemental, de caída libre y accionados a mano, hasta aparatos bastante complicados movidos por compresión neumática o por combustión interna. Sobre todo por razones de costo, en todos los casos su empleo está limitado a determinadas partes de la estructura vial, tales como zanjas, desplante de cimentaciones, áreas adyacentes a alcantarillas o estribos de puentes, cobertura de alcantarillas, etc. Y en donde no puedan usarse otros equipos de compactación de mayor rendimiento, por razones de espacio o por temor del efecto de un peso excesivo.

Los pisonos de caída libre pueden ser desde simples mazas unidas a un mango y accionadas por un hombre, hasta mazas de 2 ó 3 ton que se izan con cables y se dejan caer desde uno o dos metros de altura. Estos modelos pesados, accionados por una máquina apropiada, se han usado con éxito en la compactación de grandes fragmentos de roca.

Los pisonos neumáticos o de explosión se levantan del suelo por la reacción que ellos mismos generan al funcionar contra el propio suelo, lo que basta para elevarlos 15 ó 20 cm. Se les considera apropiados para compactar suelos cohesivos, pero pueden resultar convenientes en otros tipos de suelos.

Actualmente se fabrican pisonos con pesos desde 30 hasta 1,000 kg. Pisonos de media tonelada han producido excelentes compactaciones con 5 ó 6 cubrimientos sobre capas de 20 a 25 cm; se han reportado rendimientos del orden de 200 a 250 m³/hr.

Los rodillos apisonadotes (tamper) operan a velocidades de 20 ó 25 km/hr y ello unido a la forma, las dimensiones y la separación de sus patas, hace que su efecto sobre el suelo sea básicamente el de una compactación por impacto. Todavía no se han estudiado suficientemente los resultados obtenidos al usar estos rodillos, pero parece que su mejor rendimiento se logra en suelos finos con abundante contenido de grava y guijarros o en suelos finos residuales que contengan fragmentos de roca parcialmente intemperizados.

Compactación por vibración

Para la compactación por vibrado se emplea un mecanismo, bien sea del tipo de masas desbalanceadas o del tipo hidráulico pulsativo, que proporciona un efecto vibratorio al elemento compactador propiamente dicho. La frecuencia de vibración influye de manera extraordinaria en el proceso de compactación y se ha visto que su intervalo de variación óptimo parece estar comprendido entre 0.5 y 1.5 veces la frecuencia natural del suelo, lo que lleva al aparato a frecuencias prácticas del orden de 1,500 a 2,000 ciclos por minuto.

El elemento compactador propiamente dicho lo constituyen reglas, placas o rodillos. Hay varios factores inherentes a la naturaleza de la vibración que influyen de manera substancial en resultados que rinde el equipo; los principales son:

La frecuencia, esto es el número de revoluciones por minuto del oscilador.

La amplitud generalmente medida por una distancia vertical en casi todos los equipos comerciales.

El empuje dinámico que se genera en cada impulso del oscilador.

La carga muerta, es decir, el peso del equipo de compactación, sin considerar el oscilador propiamente dicho.

La forma y el tamaño del área de contacto del vibrador con el suelo.

La estabilidad de la máquina.

Además existen otras características de gran influencia referentes al suelo por compactar. Pero conviene destacar ahora el contenido de agua del suelo y su naturaleza propiamente dicha. En el caso de la vibración, para obtener la máxima eficiencia de compactación el contenido de agua óptimo suele ser bastante menor que el mismo requeriría para ser compactado por otro procedimiento. La eficacia de la vibración esta en razón inversa de la cantidad de finos plásticos que el suelo pueda contener; el procedimiento es eficiente sobre todo en suelo granulares limpios o con mínimo contenido finos plásticos.

Quizá la ventaja principal de la aplicación de la vibración o las técnicas de compactación estriba en la posibilidad de trabajar con capas de mayor espesor que las que es común usar con otros compactadores; esto aumenta el rendimiento del proceso y reduce el costo de la operación. Por ejemplo, en suelos del tipo GW o GP, la compactación por vibración puede conseguir con facilidad el mismo resultado en capas de 60 cm que el que se lograría con el uso de rodillos neumáticos muy pesados en capas de 20 o 30 cm de espesor ya se ha hablado de la práctica estadounidense de compactación de capas de 1.20 m, si bien usando rodillos vibratorios de peso excepcional.

En los suelos gruesos, la vibración es conveniente porque reduce por instantes en forma considerable la fricción interna de los granos. La presión estática debe vencer esta fricción en todo su valor, por un mecanismo en el que incluso aumenta mucho la resistencia al deslizamiento de los granos, precisamente por el aumento en la presión normal. En el movimiento vibratorio que un suelo friccionante sufre bajo el compactador por vibración, se produce una orientación de las partículas en el momento en que tienden a separarse y una fuga de las partículas más finas hacia los huecos de las partículas más grandes.

En diversas pruebas se ha llegado a apreciaciones cuantitativas de la reducción de la fricción interna que se consigue por un proceso vibratorio; ésta ha llegado a ser de 15 veces en arenas y de 40 en gravas. A este efecto reductor de la fricción se suma la presión del compactador, con sus cargas de compresión y esfuerzo cortante, las que además de mejorar el acoplamiento entre las partículas y aumento la posibilidad del relleno de huecos, contrarrestan las fuerzas de tensión capilar que puedan existir entre los granos de arena. También esta aparente cohesión por capilaridad se ha cuantificado en forma experimental; las presiones para vencerla son del orden del 0.5 a 1 kg/cm² en gravas y arenas, y de 4 a 7 kg/cm² en arcillas compactadas al 90% del peso volumétrico seco máximo correspondiente a la prueba Proctor Modificada. Como se ve, en los suelos arcillosos es muy difícil vencer la cohesión interparticular; se necesitan las grandes presiones unitarias de un rodillo pata de cabra; pero aun en estos suelos la compactación vibratoria puede producir un efecto favorable por las características de variación de la viscosidad de las substancias coloidales que tiene lugar cuando la masa arcillosa entra en vibración.

Según los razonamientos anteriores, en los suelos friccionantes limpios se antoja romper la cohesión aparente por capilaridad a base de añadir al material la cantidad de agua suficiente para ello.

De hecho esta idea ha conducido a métodos prácticos para la compactación de arenas gruesas, gravas y fragmentos de roca. Otras se "arma" la capa por compactar dándole las primeras pasadas con un contenido de humedad bajo (se usa para tal armado la cohesión aparente que da la capilaridad) y se añade agua a medida que se dan las pasadas subsiguientes, con lo que se busca eliminar la capilaridad.

Uno de los equipos de más extenso uso es el manual de placa, en el que ésta es accionada por un operador que utiliza un mango o maneral; si se opera de modo eficiente, puede avanzar más de 10 m por minuto. Las placas vibratorias también pueden montarse en

un bastidor al que remolque un tractor. En la tabla 13 se dan las características más comunes de los compactadores vibratorios de placa.

**Tabla 13. Compactadores vibratorios de placa
Especificaciones comunes**

Peso total del compactador	70 a 6000 kg
Peso de cada unidad vibratoria	70 a 204 kg
Área de contacto de la placa	1540 a 13900 cm ²
Presión de contacto de la placa	0.04 a 0.43 kg / cm ²
Amplitud de la vibración	2.03 a 12.7 mm
Frecuencia	420 a 2800 ciclos minuto
Ancho de la faja compactada	38 a 380 cm
Velocidad de operación	0.05 a 26.0 km / hora

Compactación por métodos mixtos

La tecnología actual está desarrollando un gran número de equipos en los que se busca combinar los efectos de dos o más de los sistemas tradicionales, a fin de lograr una especialización de las acciones que garantice un resultado óptimo para cada caso en particular. Como es natural, el uso de muchos de estos equipos difícilmente se justificará para empresas y organismos que no tengan un alto grado de diferenciación en sus trabajos; en otros casos, aún no hay suficiente experiencia acerca de los propios equipos.

En el compactador de rodillo liso vibratorio, la unidad vibrante se acopla a un equipo liso convencional. Existen remolcados y autopropulsados. Su eficiencia es mayor en los suelos granulares, y pueden combinar los efectos de la vibración y la presión. Aun en capas de espesor mucho mayor de las que sería capaz de compactar el rodillo liso por sí solo.

En la tabla 14 se muestran las características más comunes de los rodillos lisos vibratorios.

**Tabla 14. Compactadores lisos vibratorios
Especificaciones comunes**

Diámetro del rodillo	53 a 122 cm
Ancho del rodillo	61 a 183 cm
Peso total del rodillo	0.2 a 13 ton
Velocidad de avance	0.5 a 6 km / hora
Frecuencia de vibración	1050 a 5000 rpm
Amplitud de vibración	Del orden de 1 mm

Entre estos datos tiene especial importancia la velocidad del avance del rodillo, pues influye mucho en la energía de compactación, por ser independiente de la frecuencia.

El compactador neumático vibratorio por lo general es de tipo remolcado y encuentra su mejor aplicación en suelos arenosos bien graduados, arena limosas e incluso, en arenas arcillosas. Es más eficiente que los rodillos lisos cuando aumento el contenido de finos del suelo friccionante, pues en este caso logra transmitir sus efectos a mayor profundidad.

Los rodillos pata de cabra con aditamento vibratorio generalmente son de tipo remolcado y se recomiendan para compactar suelos finos arcillosos. Su uso permite utilizar mayor espesor de capa.

La combinación de los rodillos lisos y neumáticos es por lo común a base de ruedas con llantas en el eje trasero y rodillos lisos en el eje delantero. Suele ser un equipo autopropulsado y tener un aditamento que le permite alzar cualquiera de las dos clases de tambores que posee, de manera que en realidad puede operar con tres modalidades diferentes. Por esta razón, el equipo goza de amplia difusión entre las empresas constructoras.

En ocasiones esta combinación se hace aun más versátil dotándola de un vibrador, por lo general adaptado al rodillo liso.

El rodillo liso también se puede combinar con placas o plataformas vibratorias; estos los convierte en equipos muy eficientes para compactar pequeños fragmentos de roca, gravas y mezclas de estos suelos con arena, y permite manejar capas de mucho mayor espesor que las que es posible compactar solo con rodillos liso.

Los rodillos lisos también se usan combinados con rodillos lisos vibratorios y en ocasiones incluso se añade a esta combinación un eje con rodillos segmentados. Estos equipos suelen tener mecanismos elevadores, que permiten levantar cualquier rodillo, lo que hace aun más versátil al conjunto.

TRÁNSITO

INGENIERÍA DE TRÁNSITO

La Ingeniería de Transporte es la aplicación de los principios tecnológicos y científicos a la planeación, al proyecto funcional, a la operación y a la administración de las diversas partes de cualquier modo de transporte, con el fin de proveer la movilización de personas y mercancías de una manera segura, rápida, confortable, conveniente, económica y compatible con el medio ambiente.

La Ingeniería de Tránsito es aquella fase de la ingeniería de transporte que tiene que ver con la planeación, el proyecto geométrico y la operación del tránsito por calles y carreteras, sus redes, terminales, tierras adyacentes y su relación con otros modos de transporte.

Así define estas dos áreas el Instituto de Ingenieros del Transporte (ITE). Es decir, que el Proyecto Geométrico es una etapa de la Ingeniería de Tránsito, la cual es un subconjunto de la Ingeniería del Transporte.

El Proyecto Geométrico de calles y carreteras es el proceso de correlación entre sus elementos físicos y las características de operación de los vehículos, mediante el uso de las matemáticas, la física y la geometría. En este sentido, vialidad queda definida, geoméricamente, por el proyecto de su eje en planta (alineamiento horizontal), y en perfil (alineamiento vertical), y por el proyecto de su sección transversal.

VOLUMEN DE TRÁNSITO

Se define volumen de tránsito, como el número de vehículos que pasan por un punto o sección transversal dados, de un carril o de una calzada, durante un periodo determinado. Se expresa como:

$$Q = N / T$$

Donde:

Q = vehículos que pasan por unidad de tiempo (vehículos / periodo)

N = número total de vehículos que pasan (vehículos)

T = periodo determinado (unidades de tiempo)

USO DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO

De una manera general, los datos sobre volúmenes de tránsito se utilizan ampliamente en los siguientes campos:

Planeación

Clasificación sistemática de redes de carreteras.

Estimación de los cambios anuales en los volúmenes de tránsito.

Modelos de asignación y distribución de tránsito.

Desarrollo de programas de mantenimiento, mejoras y prioridades.

Análisis económicos.

Estimaciones de calidad del aire.

Estimaciones del consumo de combustibles.

Proyecto

Aplicación a normas de proyecto geométrico.

Requerimientos de nuevas carreteras.

Análisis estructural de superficies de rodamiento.

Ingeniería de tránsito

Análisis de capacidad y niveles de servicio en todo tipo de vialidades.
Caracterización de flujos vehiculares.
Zonificación de velocidades.
Necesidad de dispositivos para el control del tránsito.
Estudio de estacionamientos.

Seguridad

Cálculo de índices de accidentes y mortalidad.
Evaluación de mejoras por seguridad.

Investigación

Nuevas metodologías sobre capacidad.
Análisis de investigación en el campo de los accidentes y la seguridad.
Estudio sobre ayudas, programas o dispositivos para el cumplimiento de las normas de tránsito.
Estudios de antes y después.
Estudios sobre el medio ambiente y la energía.

Usos comerciales

Hoteles y restaurantes.
Urbanismo.
Autoservicios.
Actividades recreacionales y deportivas.

Específicamente, dependiendo de la unidad de tiempo en que se expresen los volúmenes de tránsito, estos se utilizan para:

1. Los volúmenes de tránsito anual (TA)

Determinar los patrones de viaje sobre áreas geográficas.
Estimar los gastos esperados de los usuarios de las carreteras.
Calcular índices de accidentes.
Indicar las variaciones y tendencias de los volúmenes de tránsito, especialmente en carreteras de cuota.

2. Los volúmenes de tránsito promedio diario (TPD)

Medir la demanda actual en calles y carreteras.
Evaluar los flujos de tránsito actuales con respecto al sistema vial.
Definir el sistema arterial de calles.
Localizar áreas donde se necesite construir nuevas vialidades o mejorar las existentes.
Programar mejoras capitales.

3. Los volúmenes de tránsito horario (TH)

Determinar la longitud y magnitud de los periodos de máxima demanda.
Evaluar deficiencias de capacidad.
Establecer controles en el tránsito, como: colocación de señales, semáforos y marcas viales; jerarquización de calles, sentidos de circulación y rutas de tránsito y prohibido de estacionamiento, paradas y maniobras de vueltas.
Proyectar y rediseñar geoméricamente calles e intersecciones.

4. Las tasas de flujo (q)

Analizar los flujos máximos.
Analizar variaciones del flujo dentro de las horas de máxima demanda.
Analizar limitaciones de capacidad en el flujo de tránsito.
Analizar las características de los volúmenes máximos.

DISTRIBUCIÓN Y COMPOSICIÓN DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO

La distribución de los volúmenes de tránsito por carriles debe ser considerada, tanto en el proyecto como en la operación de calles y carreteras. Tratándose de tres o más carriles de operación en un sentido, el flujo se semeja a una corriente hidráulica. Así, al medir los volúmenes de tránsito por carril, en zona urbana, la mayor velocidad y capacidad, generalmente se logran en el carril medio; las fricciones laterales, como paradas de autobuses y taxis y las vueltas izquierdas y derechas causan un flujo más lento en los carriles extremos, llevando el menor volumen en carril cercano a la acera. En carretera, a volúmenes bajos y medios suele ocurrir lo contrario, por lo que se reserva el carril cerca de la faja separadora central para vehículos más rápidos, para rebases y se presentan mayores volúmenes en el carril inmediato al acotamiento. En autopistas de tres carriles con altos volúmenes de tránsito, rurales o urbanas, por lo general hay mayores volúmenes en el carril inmediato a la faja separadora central.

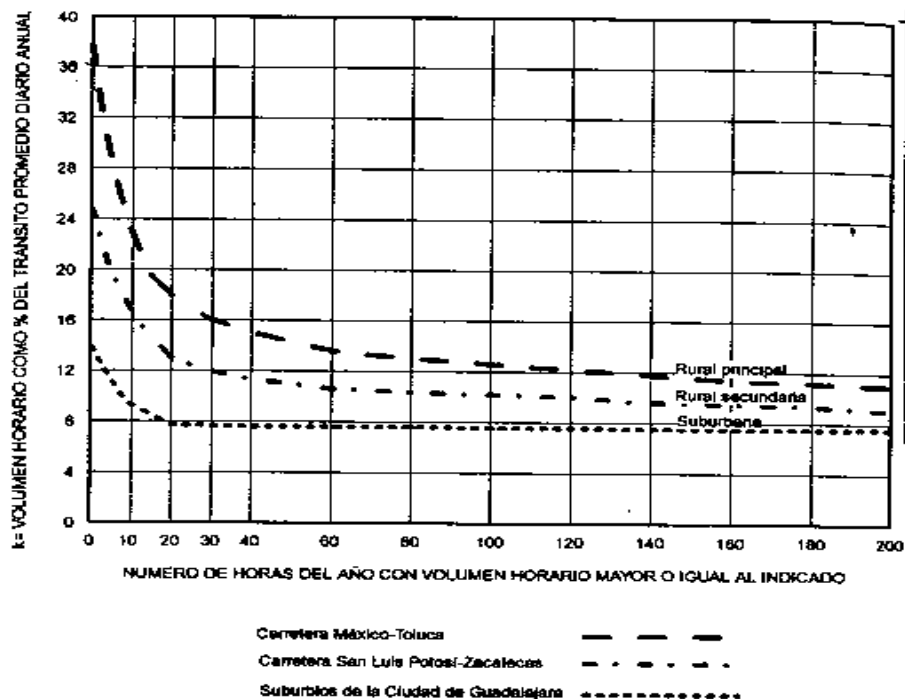
En cuanto a la distribución direccional, en las calles que comunican el centro de la ciudad con la periferia de la misma, el fenómeno común que se presenta en el flujo de tránsito es de volúmenes máximos hacia el centro en la mañana y hacia la periferia en las tardes y noches. Es una situación semejante al flujo y reflujo que se presenta los fines de semana cuando los vacacionistas salen de la ciudad el viernes y sábado y regresan el domingo en la tarde. Este fenómeno se presenta especialmente en arterias del tipo radial. En cambio, ciertas arterias urbanas que comunican "centros de gravedad" importantes, no registran variaciones direccionales muy marcadas en los volúmenes de tránsito.

Igualmente, en los estudios de volúmenes de tránsito muchas veces es útil conocer la composición y variación de los distintos tipos de vehículos. La composición vehicular se mide en términos de porcentajes sobre el volumen total. Por ejemplo, porcentaje de automóviles, de autobuses y de camiones. En los países más adelantados, con un mayor grado de motorización, los porcentajes de autobuses y camiones en los volúmenes de tránsito son bajos. En cambio, en países con menor grado de desarrollo, el porcentaje de estos vehículos grandes y lentos es mayor. En nuestro medio, como es el caso de México y Colombia, a nivel rural, es muy común encontrar porcentajes típicos o medios del orden de 60% automóviles, 10% autobuses y 30% camiones, con variaciones de más-menos 10%, dependiendo del tipo de carretera, la hora del día y el día de la semana.

RELACIÓN ENTRE EL VOLUMEN HORARIO DE PROYECTO Y EL TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL

Si se hiciera una lista de los volúmenes de tránsito horario que se presentan en el año, en orden descendente, sería posible determinar los volúmenes horarios de la 10^a, 20^{ava}, 30^{ava}, 50^{ava}, 70^{ava} ó 100^{ava} hora de máximo volumen. Una guía para determinar el volumen horario de proyecto (VHP), es precisamente una curva que indique la variación de los volúmenes de tránsito horario durante el año. La figura muestra tres curvas que relacionan los volúmenes horarios más altos del año y el tránsito promedio diario anual (TPDA), de las carreteras nacionales.

Estas curvas también indican que los volúmenes de tránsito horario en una carretera presentan una amplia distribución durante el año y que en términos generales, la mayor parte del



volumen de tránsito ocurre durante un número relativamente pequeño de horas.

Comúnmente se utiliza el volumen de la 30ava hora, estimado al futuro, para fines de proyecto. Por lo tanto, como se puede apreciar en estas curvas, el volumen horario de proyecto para esta hora está comprendido entre el 8% y el 16% del TPDA. Así para carreteras suburbanas, el volumen de proyecto de la 30ava hora es aproximadamente el 57% de la hora máximo volumen (8% entre 14%), para carreteras rurales secundarias el 46% (12% entre 26%) y para carreteras rurales principales el 42% (16% entre 38%). Estos porcentajes significan un ahorro considerable en el proyecto de la sección transversal con un buen criterio en la selección del volumen horario pronosticado. En ocasiones quizá convenga considerar la 50ava hora de máximo volumen, como norma de proyecto, en condiciones de presupuestos muy limitados.

De acuerdo a lo anterior en los proyectos de carreteras, el volumen horario de proyecto (VHP), para el año de proyecto en función del tránsito promedio diario anual (TPDA), se expresa como:

$$\text{VHP} = k(\text{TPDA})$$

Donde:

k = valor esperado de la relación entre el volumen de la n-ava hora máxima seleccionada y el TPDA del año de proyecto.

Por lo tanto, tomando como referencia las tres curvas anteriores, si se selecciona el volumen de la 30ava hora como el de proyecto, para proyecciones a años futuros en carreteras, se recomiendan los siguientes valores de k:

Para carreteras suburbanas:	k = 0.08
Para carreteras rurales secundarias:	k = 0.12
Para carreteras rurales principales:	k = 0.16

RELACION ENTRE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO, ANUAL Y SEMANAL

Con respecto a volúmenes de tránsito, para obtener el tránsito promedio diario anual (TPDA), es necesario disponer del número total de vehículos que pasan durante el año por el punto de referencia, mediante aforos continuos a lo largo de todo el año, ya sea en periodos horarios, diarios, semanales o mensuales. Muchas veces, esta información anual es difícil de obtener, al menos en todas las vialidades, por los costos que ello implica. Sin embargo, se puede conseguir datos en la casetas de cobro para las carreteras de cuota y mediante contadores automáticos instalados en estaciones maestras de la gran mayoría de las carreteras de la red vial primaria de la nación.

En estas situaciones, muestras de los datos sujetas a las mismas técnicas de análisis permiten generalizar el comportamiento de la población.

No obstante, antes de que los resultados se puedan generalizar, se debe analizar la variabilidad de la muestra para así estar seguros, con cierto nivel de confiabilidad, que ésta se puede aplicar a otro número de casos no incluidos y que forman parte de las características de la población.

Por lo anterior, en el análisis de volúmenes de tránsito, la media poblacional o tránsito promedio diario semanal (TPDS), según la siguiente expresión:

$$\text{TPDA} = \text{TPDS} \pm A$$

Donde:

A = máxima diferencia entre el TPDA y el TPDS

Como se observa, el valor de A, sumado o restado del TPDS, define el intervalo de confianza dentro del cual se encuentra el TPDA. Para un determinado nivel de confiabilidad, el valor de A es:

$$A = KE$$

Donde:

K = número de desviaciones estándar correspondiente al nivel de confiabilidad deseado.

E = error estándar de la media.

Estadísticamente se ha demostrado que las medias de diferentes muestras, tomadas de la misma población, se distribuyen normalmente alrededor de la media poblacional con una desviación estándar equivalente al error estándar. Por lo tanto también se puede expresar que:

$$E = \sigma'$$

Donde:

σ' = Estimador de la desviación estándar poblacional (s).

$$\sigma' = \frac{S}{(n)^{1/2}} \left[\frac{(N-n)}{(N-1)} \right]^{1/2}$$

Donde:

S = Desviación estándar de la distribución de los volúmenes de tránsito o desviación estándar muestral.

n = Tamaño de la muestra en número de días del aforo.

N = Tamaño de la población en número de días del año.

La desviación estándar muestral, S, se calcula como:

$$S = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^n (TD_i - TPDS)^2}{n-1} \right\}^{1/2}$$

Donde:

TD_i = Volumen de tránsito del día i.

Finalmente la relación entre los volúmenes de tránsito promedio diario anual y semanal es:

$$TPDA = TPDS \pm A$$

$$TPDA = TPDS \pm KE$$

$$TPDA = TPDS \pm K \sigma'$$

VELOCIDAD

El término velocidad se define como la relación entre el espacio recorrido y el tiempo que se tarda en recorrerlo. Es decir, para un vehículo representa su relación de movimiento, generalmente expresada en kilómetros por hora (km/hr).

Para el caso de una velocidad constante, ésta se define como una función lineal de la distancia y el tiempo, expresada por la fórmula:

$$v = \frac{d}{t}$$

Donde:

v = velocidad constante (kilómetros por hora)

d = distancia recorrida (kilómetros).

t = tiempo de recorrido (horas).

La velocidad se ha manifestado siempre como una respuesta al deseo del humano de comunicarse rápidamente desde el momento en que él mismo inventó los medios de transporte. En este sentido, la velocidad se ha convertido en uno de los principales indicadores utilizados para medir la calidad de la operación a través de un sistema de transporte. A su vez, los conductores, considerados de una manera individual, miden parcialmente la calidad de su

viaje por su habilidad y libertad en conservar uniformemente la velocidad deseada. Se sabe además por experiencia que el factor más simple a considerar en la selección de una ruta específica para ir de un origen a un destino, consiste en la minimización de las demoras, lo cual obviamente se logrará con una velocidad buena y sostenida y que ofrezca seguridad. Esta velocidad está bajo el control del conductor y su uso determinará la distancia recorrida, el tiempo de recorrido y el ahorro de tiempo, según la variación de ésta.

La importancia de la velocidad, como elemento básico para el proyecto de un sistema vial, queda establecida por ser un parámetro de cálculo de la mayoría de los demás elementos del proyecto. Finalmente, un factor que hace que a la velocidad muy importante es el tránsito es que la velocidad de los vehículos actuales ha sobrepasado los límites para los que fue diseñada la carretera actual y las calles, por lo que la mayor parte de los reglamentos resultan obsoletos.

La velocidad debe ser estudiada, regulada y controlada con el fin de que origine un perfecto equilibrio entre el usuario, el vehículo y la vía, de tal manera que siempre se garantice la seguridad.

VELOCIDAD DE PROYECTO

Llamada también **velocidad de diseño**, es la velocidad máxima a la cual pueden circular los vehículos con seguridad sobre una sección específica de una vía, cuando las condiciones atmosféricas y del tránsito son tan favorables que las características geométricas del proyecto gobiernan la circulación. Todos aquellos elementos geométricos del alineamiento horizontal, vertical y transversal, tales como los radios mínimos, pendientes máximas, distancias de visibilidad, sobreelevaciones, anchos de carriles y acotamientos, anchuras y alturas libres, etc., dependen de la velocidad de proyecto y varían con un cambio de ésta.

La selección de la velocidad de proyecto depende de la importancia o categoría de la futura vía, de los volúmenes de tránsito que va a mover, de la configuración topográfica de la región, del uso del suelo y de la disponibilidad de recursos económicos.

Al proyectar un tramo de una vía, es conveniente, aunque no siempre factible, mantener un valor constante para la velocidad de proyecto. Sin embargo, los cambios drásticos en condiciones topográficas y sus limitaciones mismas, pueden obligar a usar diferentes velocidades de proyecto para distintos tramos.

En Estados Unidos y en Europa se han usado velocidades de proyecto máximas hasta de 140 km/h. Sin embargo, hay una tendencia a reducirlas a 120 km/h (Europa) y 112 km/h (EE.UU.). En México, al igual que en Colombia, las velocidades de proyecto fluctúan entre 40 y 110 km/h, dependiendo del tipo de vía seleccionada.

Una razón fundamental para no usar velocidades de proyecto muy altas son los pequeños ahorros de tiempo de viaje que se logran, en comparación con lo que sube el costo de la obra.

CAPACIDAD VIAL

En las fases de planeación, estudio, proyecto y operación de carreteras y calles, la demanda de tránsito, presente o futura, se considera como una cantidad conocida. Una medida de la eficiencia con la que un sistema vial presta servicio a esta demanda, es su capacidad u oferta.

Aparte del estudio de la capacidad de las carretera y calles, el propósito que también generalmente se sigue es el de determinar la calidad del servicio que presta cierto tramo o componente de arteria.

Teóricamente la capacidad ($q_{m\acute{a}x}$) se define como la tasa máxima de flujo que puede soportar una carretera o calle. De manera, particular, la capacidad de una infraestructura vial es el máximo número de vehículos (peatones) que pueden pasar por un punto o sección uniforme de un carril o calzada durante un intervalo de tiempo dado, bajo las condiciones prevalecientes de la infraestructura vial, del tránsito y de los dispositivos de control.

El intervalo de tiempo utilizado en la mayoría de los análisis de capacidad es de 15 minutos, debido a que se considera que éste es el intervalo más corto durante el cual puede presentarse un flujo estable.

La infraestructura vial, sea ésta una carretera o calle, puede ser de circulación continua o discontinua. Los sistemas viales de circulación continua no tienen elementos fijos externos al flujo de tránsito, tales como los semáforos, que produzcan interrupciones en el mismo. Los

sistemas viales de circulación discontinua tienen elementos fijos que producen interrupciones periódicas del flujo de tránsito, tales como los semáforos, las señales de alto y otros de regulación.

Dependiendo del tipo de infraestructura vial a analizar, se debe establecer un procedimiento para el cálculo de su capacidad.



CAPITULO III

"ESPECIFICACIONES DE DISEÑO"

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE JUNTAS

El diseño de juntas en los pavimentos de concreto es el responsable del control del agrietamiento, así como de mantener la capacidad estructural del pavimento y su calidad de servicio en los más altos niveles al menor costo anual.

Además las juntas tienen funciones más específicas:

- El control del agrietamiento transversal y longitudinal provocado por las restricciones de contracción, combinándose con los efectos de pandeo o alabeo de las losas, así como las cargas del tráfico.
- Dividir el pavimento en incrementos prácticos para la construcción (por ejemplo los carriles de circulación).
- Absorber los esfuerzos provocados por los movimientos de las losas.
- Proveer una adecuada transferencia de carga.
- Darle forma al depósito para el sellado de la junta.

Una construcción adecuada y a tiempo, así como un diseño apropiado de las juntas incluyendo un efectivo sellado, son elementos claves para el buen comportamiento del sistema de juntas. Como ya se mencionó, la necesidad del sistema de juntas es el resultado del deseo de controlar el agrietamiento transversal y longitudinal. Este agrietamiento se presenta por la combinación de varios efectos, entre los que podemos mencionar la contracción por secado del concreto, los cambios de humedad y de temperatura, la aplicación de las cargas del tráfico, las restricciones de la subrasante o terreno de apoyo y también por ciertas características de los materiales empleados.

En orden para diseñar un adecuado sistema de juntas se recomienda evaluar las siguientes recomendaciones:

• **Consideraciones Ambientales**

Los cambios en la temperatura y en la humedad inducen movimientos de la losa, resultando en concentraciones de esfuerzos y en alabeos.

• **Espesor de losa**

El espesor del pavimento afecta los esfuerzos de alabeo y las deflexiones para la transferencia de carga.

• **Transferencia de carga**

La transferencia de carga es necesaria a lo largo de cualquier junta del pavimento, sin embargo la cantidad requerida de transferencia de carga varía para cada tipo de junta. Cuando se empleen barras de amarre ó pasajuntas, el tipo y el tamaño de las barras influyen en el diseño de juntas.

• **Tráfico**

El tráfico es un factor extremadamente importante para el diseño de juntas. Su clasificación, canalización y la predominancia de cargas en el borde influyen en los requerimientos de transferencia de carga para el comportamiento a largo plazo.

• **Características del concreto**

Los componentes de los materiales afectan la resistencia del concreto y los requerimientos de juntas. Los materiales seleccionados determinan las contracciones de la losa, por ejemplo del agregado grueso influye en el coeficiente térmico del concreto, en adición a esto los agregados finos tienen una influencia perjudicial en el comportamiento de las juntas. En muchas ocasiones el despostillamiento es resultado de concentraciones de materiales malos a lo largo de las juntas.

• **Tipo de subrasante o terreno de apoyo**

Los valores de soporte y las características friccionantes en la interfase del pavimento, con el terreno de apoyo para diferentes tipos de suelos, afectan los movimientos y el soporte de las losas.

- **Características del sellador**

El espaciamiento de las juntas influye en la selección del tipo de sellador. Otras consideraciones, como adecuados factores de forma, costos y ciclos de vida también deben tomarse en cuenta para la selección del sellador.

- **Apoyo lateral**

El tipo de acotamiento (de concreto y amarrado, de asfalto, de material granular) afecta el soporte de la orilla del pavimento y la habilidad de las juntas centrales para realizar la transferencia de carga.

- **Experiencia pasada**

Los datos locales del comportamiento de los pavimentos son una excelente fuente para establecer un diseño de juntas, sin embargo las mejoras a los diseños del pasado con la tecnología actual pueden mejorar significativamente su comportamiento.

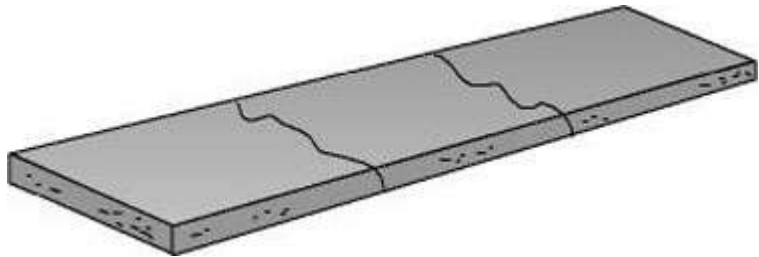
AGRIETAMIENTOS

Un adecuado sistema de juntas está basado en controlar el agrietamiento que ocurre de manera natural en el pavimento de concreto y las juntas son colocadas en el pavimento precisamente para controlar su ubicación y su geometría.

1. Contracción

La mayor parte de la contracción anticipada del concreto ocurre a muy temprana edad en la vida del pavimento, provocado principalmente por cambios de temperatura. El calor de hidratación y temperatura normalmente alcanza su valor máximo muy poco tiempo después de su colocación y una vez alcanzado, la temperatura del concreto baja debido a la reducción de la actividad de hidratación y también debido al efecto de la baja temperatura ambiente durante la primera noche del pavimento.

Otro factor que contribuye a la contracción inicial es la reducción de volumen por la pérdida de agua en la mezcla. El concreto para aplicaciones de caminos requiere de mayor cantidad de agua de mezcla que la requerida para hidratar el cemento, esta agua extra ayuda a conseguir una adecuada trabajabilidad para la colocación y para los trabajos de terminado, sin embargo durante la consolidación y el fraguado, la mayor parte del agua en exceso sangra a la superficie y se evapora provocando que el concreto ocupe menos volumen. La fricción de la subrasante o terreno de apoyo se resiste a la contracción del pavimento por lo que se presentan en el interior algunos esfuerzos de tensión, los cuáles, de no ser considerados, pueden provocar grietas transversales como las mostradas en la figura.



Agrietamiento inicial en un pavimento de concreto sin juntas.

El espaciamiento de las grietas iniciales del pavimento varían entre 1.20 y 5.00 metros y dependen de las propiedades del concreto, espesor, fricción de la base y de las condiciones climáticas durante y después de la colocación. Los intervalos de las grietas son más cortos cuando los pavimentos se apoyan en bases rígidas o estabilizadas por lo que hay menor abertura en cada grieta, mientras que la separación entre ellas será mucho mayor para pavimentos sobre bases granulares, por lo que al tener una separación mayor en las grietas iniciales se puede anticipar una mayor abertura y movimiento para cada una.

2. Gradientes

Los esfuerzos, provocados por gradientes de temperatura y de humedad en el interior del pavimento, también pueden contribuir al agrietamiento, la diferencia es que estos ocurren generalmente después de fraguado el concreto. La cara superior del pavimento (expuesta a la superficie) experimenta diariamente grandes variaciones en

temperatura y en contenido de humedad, y estos cambios diarios son mucho menores en el fondo o cerca del fondo del pavimento.

El alabeo de las losas es principalmente el resultado del gradiente de temperatura a través de la profundidad de la estructura del pavimento. Estos gradientes de temperatura varían con las condiciones del clima y la hora del día, por ejemplo, el alabeo



ALABEO DIURNO



ALABEO NOCTURNO

Figura 4.2-2 Alabeo de las losas de los pavimentos de concreto.

de las losas en el día se presenta cuando la porción superior se encuentra a una temperatura superior que la porción del fondo, la porción superior de la losa se expande más que en el fondo provocando una tendencia a pandearse. El peso propio de la losa opone resistencia al pandeo e induce esfuerzos de tensión en dirección al fondo de la losa y esfuerzos de compresión hacia la parte superior de la losa (figura 2). De noche el patrón de esfuerzos se presenta de manera inversa, es decir que se presentan esfuerzos de tensión hacia la parte superior de la losa y

esfuerzos de compresión hacia el fondo del pavimento.

El alabeo por humedad es un factor que intenta contrarrestar el alabeo por gradientes de temperatura de día. Este pandeo por humedad es provocado por un diferencial de ella desde la parte superior hasta el fondo de la losa. La parte superior se encuentra más seca que el fondo y un decremento en el contenido de humedad provoca una contracción, mientras que un incremento provoca una expansión.

El diferencial tiende a presentar esfuerzos de compresión en la base de la losa donde contrarresta a la carga y a los esfuerzos de tensión inducidos por el alabeo de día. Sin embargo es sumamente complicado evaluar el efecto combinado de los alabeos por temperatura y los provocados por gradientes de humedad, debido a su natural contradicción. Es principalmente por esto que los esfuerzos de alabeo calculados con formulas que únicamente consideran gradientes de temperatura son muy altos comparados con valores medidos en el comportamiento de un pavimento.

La combinación de las restricciones que provocan los cambios de humedad y de temperatura con las cargas, también provocarán grietas transversales, adicionales a las grietas iniciales y en pavimentos con dos carriles de circulación además se formará una grieta longitudinal a lo largo de la línea central del pavimento.

La figura (a) muestra el resultado de un padrón natural de agrietamiento, mientras que un adecuado sistema de juntas (figura b) provee una serie de juntas espaciadas para controlar (ubicación y geometría) la formación de estas grietas

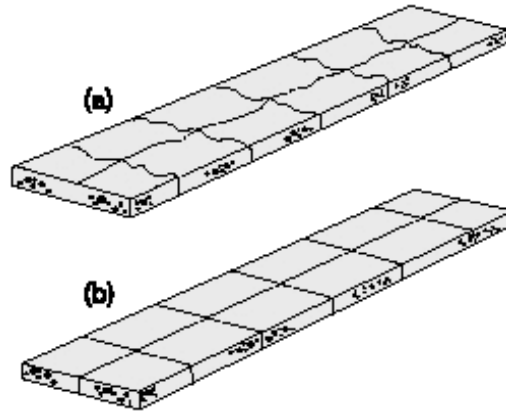


Figura (a) Patrón de agrietamiento provocado por el medio ambiente y los esfuerzos de las cargas en un pavimento de concreto sin juntas (b) Diseño adecuado de las juntas para controlar la ubicación y geometría de las grietas en un pavimento de concreto.

EFICIENCIA DE LA JUNTA

La transferencia de carga es la habilidad de la junta de transferir una parte de la carga aplicada de uno al otro lado de la junta (figura 4.3-1) y se mide por lo que llamamos como "eficiencia de la junta".

Una junta es 100 % efectiva si logra transferir la mitad de la carga aplicada al otro lado de la junta, mientras que un 0% de efectividad significa que ninguna parte de la carga es transferida a través de la junta.

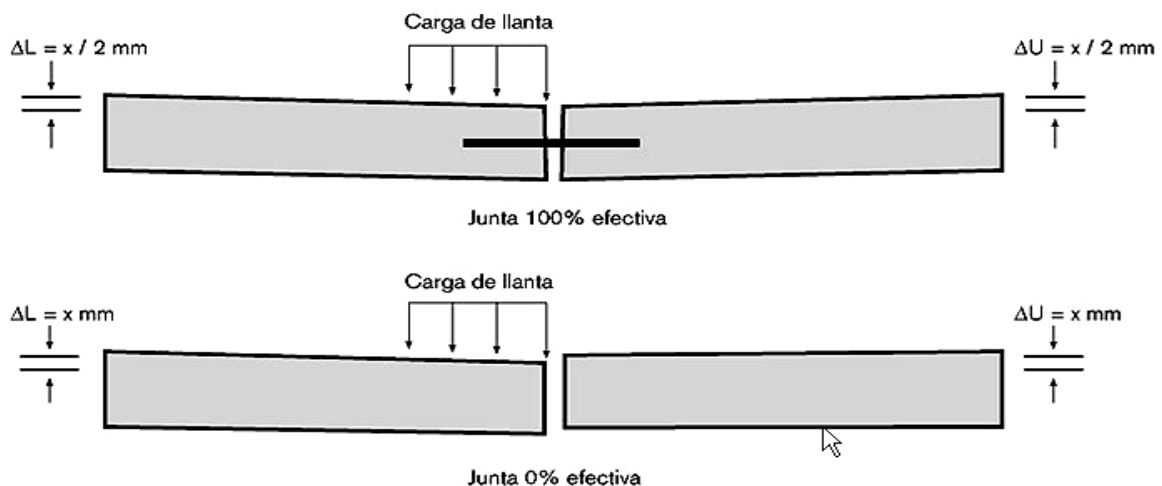


Figura 4.3-1 Eficiencia de las juntas.

La evaluación en campo de la transferencia de carga se realiza midiendo las deflexiones en cada lado de la junta dada una aplicación de carga.

De manera que conociendo las deflexiones en las junta, por medio de la siguiente ecuación podemos conocer el % de eficiencia de la junta (E):

$$E = \frac{2\Delta_U}{\Delta_L + \Delta_U} \cdot 100$$

Donde:

Δ_L = Deflexión del lado cargado de la junta.

Δ_U = Deflexión del lado no cargado de la junta.

FACTORES QUE CONTRIBUYEN A LA TRANSFERENCIA DE CARGA

1. Trabazón de Agregados

La trabazón de agregados depende de la resistencia al cortante entre las partículas del agregado en las caras de la junta, debajo del corte inducido. Este sistema de transferencia de carga es más efectivo para pavimentos construidos con una corta separación de las juntas y bases estabilizadas no erosionables o bases permeables que experimenten bajos volúmenes de tráfico pesado.

Para incrementar la trabazón de agregados y minimizar la diferencia de elevación en las juntas, se recomienda:

- **Losas con espesores grandes**, ya que una mayor área para trabazón de agregado provee una mejor transferencia de carga.
- **Poca separación de juntas**, menor a 4.5 metros.
- **Bases rígidas (estabilizadas)** con valores altos de módulo de subreacción del suelo (k).
- **Apoyo lateral** mediante acotamientos de concreto.
- **Subrasantes** con suelos de agregado grueso (drenaje).
- **Mejoras al drenaje**, mediante drenes colectores y subrasantes permeables.

Para un medio ambiente con clima seco, árido y sin nieve, las variaciones de temperatura y los movimientos de las juntas serán pequeñas, por lo que la transferencia de carga a través de la trabazón de agregados puede comportarse bien, siempre y cuando no se tengan muy altos volúmenes de tráfico pesado, sin embargo sí se requerirá una corta separación de las juntas.

El agregado, en sí, es también importante para la transferencia de carga, por ejemplo, sabemos que la grava triturada se comporta mejor que la no triturada, debido a que ésta provoca que las caras de las juntas sean más ásperas, por lo que se desgastan menos que las caras redondeadas de los agregados no triturados. De la misma manera el agrietamiento inicial del concreto incrementa la aspereza de las caras de las juntas debido a que las grietas se forman alrededor del agregado en vez de a través de él.

En general, se recomienda dejar la transferencia de carga únicamente a la trabazón de agregados para proyectos con menos de 5 millones de ESAL's rígidos (Ejes Sencillos Equivalentes de 18 kips ó 8.2 ton), o con un tráfico inferior a los 80 ó 120 vehículos pesados diarios, ya que se ha encontrado, con la experiencia, que un tráfico mayor a este ya produce molestas fallas en las juntas, como lo son las diferencias de elevación, es decir, que no empatan ambos lados de la junta.

2. Transferencia de Carga Mecánica – Pasajuntas –

La trabazón de agregados, por sí sola, no provee la suficiente transferencia de carga para un buen comportamiento a largo plazo en la mayoría de los pavimentos, principalmente en los proyectos carreteros donde se tienen altos volúmenes de tráfico pesado. Por lo que en caso inverso a las cantidades de tráfico mencionadas, para la trabazón de agregados se recomienda usar las barras pasajuntas y dejar la transferencia de carga en las juntas a medios mecánicos, como las barras pasajuntas en proyectos con un tráfico superior a los 120 vehículos pesados diarios ó más de 5 millones de ESAL's rígidos (Ejes Equivalentes Sencillos de 18 kips).

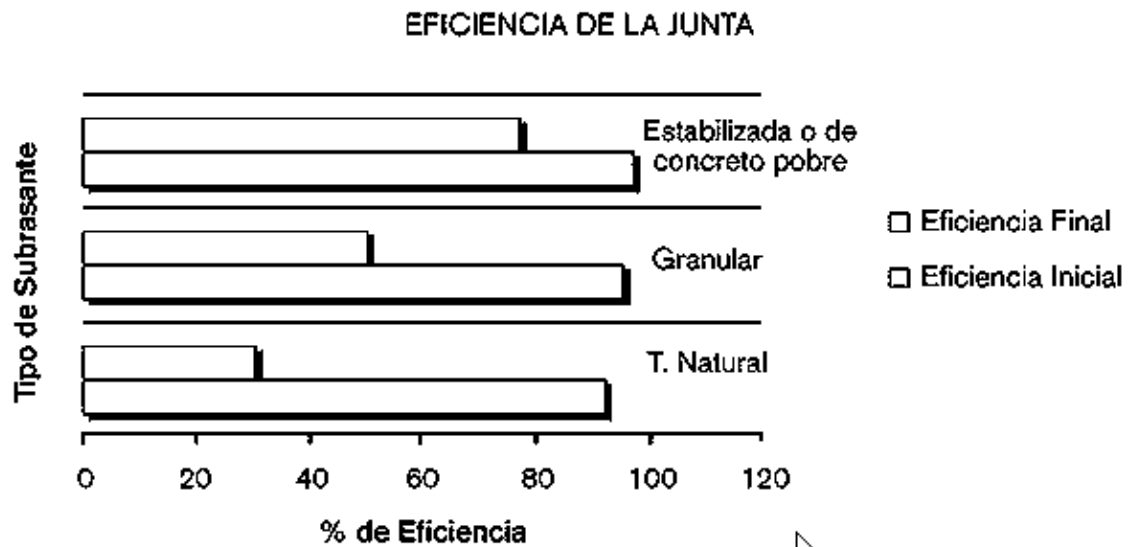


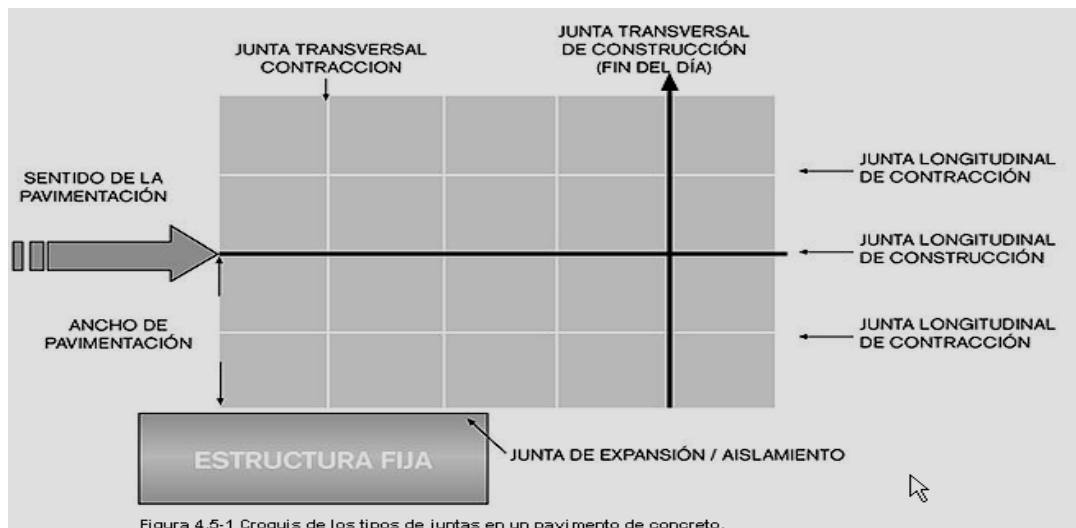
Figura 4.4-1 Eficiencia de la junta para varios tipos de terrenos de apoyo (basada en una losa de 9" de espesor después de 1 millón de aplicaciones de carga).

Las pasajuntas son barras de acero liso y redondo colocadas transversalmente a las juntas para transferir las cargas del tráfico, sin restringir los movimientos horizontales de las juntas. Además mantienen a las losas alineadas horizontal y verticalmente. Dado que las pasajuntas llegan de un lado a otro de la junta, las aperturas diarias y de temporadas no afectan la transferencia de carga a lo largo de las juntas con pasajuntas, como sí lo hacen en el caso de las juntas que no cuentan con ellas. Las pasajuntas reducen las deflexiones y los esfuerzos en las losas de concreto, así como el potencial de diferencias de elevación en las juntas, bombeo (expulsión de finos a través de las juntas) y rupturas en las esquinas.

Por lo que toda esta reducción de deflexiones y esfuerzos en las losas, al transmitir efectivamente la carga a lo largo de las juntas, se traduce en un incremento en la vida de servicio del pavimento. El diseño de las barras pasajuntas forma parte de un capítulo especial de este manual, en donde se explica cómo calcular y se dan recomendaciones de diámetros de acero, longitud de la barra y la separación entre cada pasajunta.

3. Bases Estabilizadas

Las bases estabilizadas reducen las deflexiones en las juntas, mejoran y mantienen la efectividad de la junta bajo la repetición de las cargas del tráfico. Además son una muy estable y suave plataforma de apoyo para los trabajos de pavimentación. La figura 4.4-1 muestra como una base cementada o de concreto pobre presenta más del doble de efectividad de la junta y que la pérdida de transferencia de carga ocurre más lentamente que con las bases convencionales para pavimentos.



TIPOS DE JUNTAS

Los tipos de juntas más comunes en los pavimentos de concreto son:

1. Juntas Transversales de Contracción: Son las juntas que se construyen transversalmente al eje central del pavimento y que son espaciadas para controlar el agrietamiento provocado por los efectos de las contracciones como por los cambios de temperatura y de humedad.

2. Juntas Transversales de Construcción: Son las juntas colocadas al final de un día de pavimentación o por cualquier otra interrupción a los trabajos (por ejemplo los accesos o aproches a un puente).

3. Junta Transversal de Expansión/Aislamiento: Estas juntas son colocadas en donde se permita el movimiento de la carpeta sin dañar estructuras adyacentes (puentes, estructuras de drenaje, etc.) o el mismo pavimento.

4. Junta Longitudinal de Contracción: Son las juntas que dividen los carriles e tránsito y controlan el agrietamiento donde van a ser colados, en una sola franja, dos o más carriles.

5. Junta Longitudinal de Construcción: Estas juntas unen carriles adyacentes cuando van a ser pavimentados en tiempos diferentes.

1 JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION

Las juntas transversales de contracción principalmente controlan el agrietamiento natural de los pavimentos de concreto. Su espaciamiento, profundidad del corte y el tiempo en que se deban realizar, son factores críticos para su comportamiento, por lo que un adecuado diseño especificará el intervalo de juntas que va a controlar las grietas y proveer una adecuada transferencia de carga entre las juntas.

Espaciamiento

En los pavimentos de concreto, la junta es diseñada para formar un plano de debilidad y controlar la formación de grietas transversales. La separación de las juntas se diseña para que no se formen grietas transversales intermedias o aleatorias. Lo más recomendable es que el espaciamiento se base en las experiencias locales, ya que un cambio en el tipo de agregado grueso puede tener un efecto significativo en el coeficiente térmico del concreto y, por consecuencia, en el espaciamiento adecuado para las juntas.

La modulación de losas va a estar regida por la separación de las juntas transversales, que a su vez depende del espesor del pavimento. Existe una regla práctica que nos permite dimensionar los tableros de losas para inducir el agrietamiento controlado bajo sus cortes, sin necesidad de colocar acero de refuerzo continuo:

$$S_{JT} = (21 \text{ a } 24) D$$

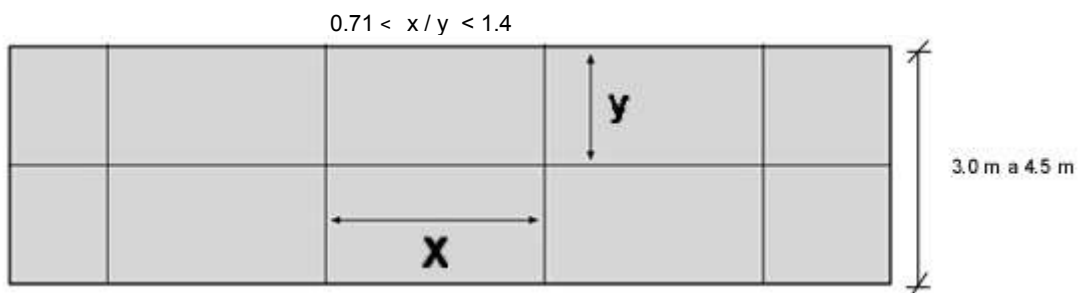
Donde:

S_{JT} = Separación de Juntas Transversales (≤ 5.0 m.).

D = Espesor del Pavimento.

Normalmente se utiliza el 21 cuando tenemos mayor fricción entre la sub-base y el pavimento de concreto, como en los casos en donde tenemos bases estabilizadas, bases con textura muy cerrada o Whitetopping. El valor 24 se utiliza cuando la fricción entre la sub-base y el pavimento corresponde a valores normales, como en el caso de sub-bases granulares. La separación de juntas transversales que arroja esta fórmula no debe ser mayor de 5.0 m., en tal caso deberá limitarse a este valor. La otra dimensión que tiene que ver con la modulación de losas es la separación de juntas longitudinales, cuyo valor debe estar entre 3.0 m. y 4.5 m., sin embargo está referenciada a la forma de los tableros de losas.

La forma ideal de un tablero de losa es la cuadrada, sin embargo no siempre es posible y conveniente tener las losas perfectamente cuadradas, por lo que nos vemos obligados a considerar un cierto grado de rectangularidad. La relación entre largo y ancho de un tablero de losas no deberá estar fuera de los límites: 0.71 a 1.4.



Relación largo-ancho de losa.

Formación de la Junta de Contracción

El método más común para la formación de juntas transversales es mediante el corte con discos de diamante y es esencial que se cuente con buena mano de obra para que se obtenga una superficie suave y durable, libre de despostillamientos.

Primeramente se realiza un corte inicial cuando el concreto tiene un cierto grado de endurecimiento y las contracciones son inferiores a aquellas que causan el agrietamiento, este corte inicial proporciona un plano de debilidad donde se iniciará el agrietamiento.

El corte deberá ser de al menos un tercio del espesor de la losa ($D/3$) y tener un ancho mínimo de $1/8$ de pulgada (3 mm.). Elegir bien el momento para entrar a realizar este corte es crítico, ya que un corte prematuro provoca despostillamientos y desmoronamientos a lo largo de la cara de la junta, mientras que un corte tardío provoca agrietamientos en otras partes de la losa.

El corte se iniciará tan pronto como el concreto haya desarrollado la suficiente resistencia para soportar los desmoronamientos en los bordes de la junta, que en nuestro país esto sucede de 6 a 8 horas después de colocado el concreto. Las condiciones ambientales como la temperatura ambiente, el cambio o gradiente de temperatura, el viento, la humedad y la luz del sol directa, tienen una gran influencia en el desarrollo de la resistencia del concreto y por lo tanto en el tiempo óptimo para realizar el corte. Además, el diseño de la mezcla de concreto también influye.

Por ejemplo, mezclas con agregados suaves requieren menos desarrollo de resistencia para realizar el corte que los agregados más duros.

2. JUNTA TRANSVERSAL DE CONSTRUCCION

Las juntas transversales de construcción son las empleadas en interrupciones ya planeadas de los trabajos de pavimentación, como el final de una jornada, en accesos o aproches de un puente y también en donde imprevistos suspenden los trabajos por algún período de tiempo considerable.

Las juntas de construcción previamente planeadas, como las del final de una jornada son construidas en las ubicaciones normales de las juntas y al ser empalmadas a tope,

requieren de pasajuntas (de acero liso redondo), ya que no podrán contar con la trabazón de agregado para la transferencia de carga.

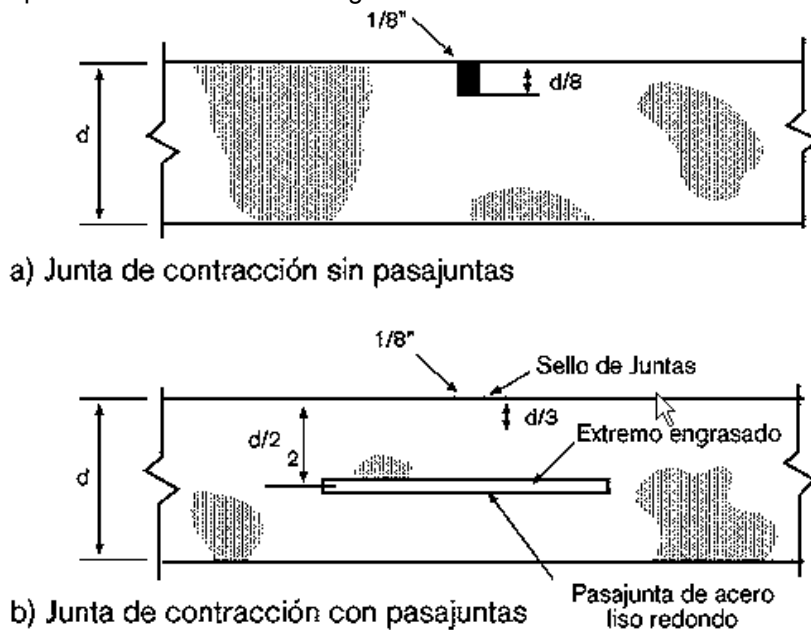


Figura 4.5-3 Sección de una junta transversal de contracción con y sin pasajuntas.

En el caso de que las juntas de construcción no planeadas, se presentan en una junta de contracción ya planeada o muy cerca de ella, se recomienda que la junta se empalme a tope con pasajuntas, mientras que si la interrupción no planeada se presenta en los dos primeros tercios de la separación normal de las juntas, la junta deberá ser endientada con barras de amarre (barras de acero corrugado), para prevenir que la junta no agriete la losa adyacente.

Formación de la Junta de Construcción

El método más común de construir una junta transversal de construcción es terminando los trabajos de pavimentación en una cimbra cabecera. Sin embargo, como la colocación de esta cimbra requerirá de mano de obra, esto puede provocar que en esa zona la superficie del pavimento quede un poco más áspera, así que se recomienda un cuidado especial a los trabajos de terminado en esta zona para asegurarnos de tener una superficie suave.

Las pasajuntas se colocan a través de la cimbra en unos agujeros previamente perforados en ella y se recomienda dar una consolidación adicional al concreto para asegurar un satisfactorio encajonamiento. Antes de reanudar los trabajos de pavimentación se deberá quitar la cimbra cabecera.

Las juntas transversales de construcción que caigan en donde originalmente se planeó construir una junta de contracción o de aislamiento, se deberá sellar de acuerdo a las especificaciones de la junta originalmente planeada, con la excepción de que las juntas transversales de construcción no requieren de un corte inicial. Para junta de construcción de emergencia (endientada y amarrada) se realiza y se sella un corte de 1"(25mm.).

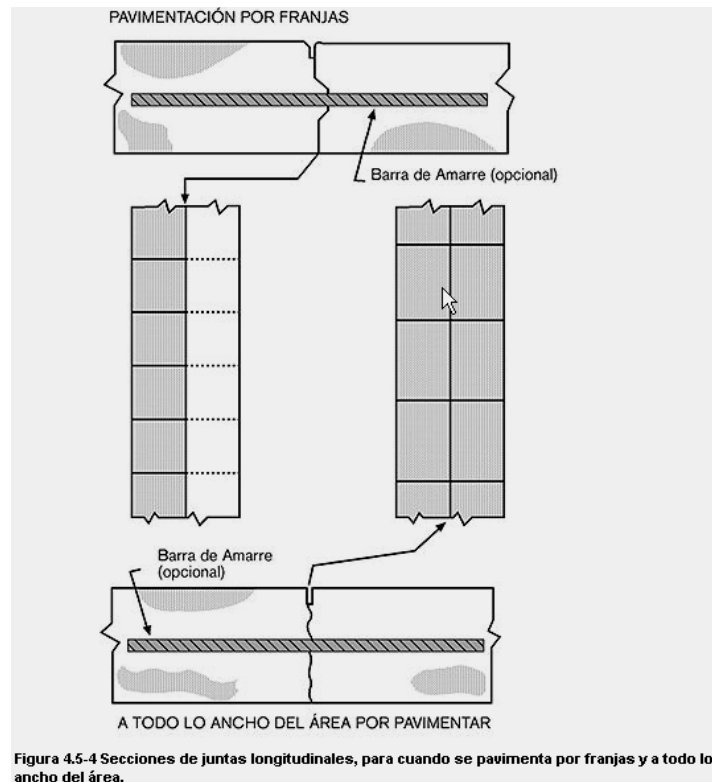
3 JUNTAS LONGITUDINALES

Las juntas longitudinales evitan la formación del agrietamiento longitudinal que, de lo contrario, se presentarían como se muestra en la figura 4.2-1. Estas grietas normalmente se desarrollan por los efectos combinados de las cargas y las restricciones del alabeo de la losa una vez que el pavimento esta sujeto al tránsito. En las pavimentaciones de proyectos de dos o más carriles el espaciamiento de 3 a 4.0 m tiene un propósito doble, el del control del agrietamiento y la delineación de los carriles.

Los dos tipos de juntas longitudinales que se pueden presentar en un pavimento de concreto, la junta longitudinal en el eje central del camino ó en la junta que divide los carriles de circulación, se presentan en la figura 4.5-5.

En la parte superior de la figura se muestra una junta longitudinal usada cuando se pavimenta de franja en franja (o carril). Esta junta también aplica para carriles

adyacentes, acotamientos, guarniciones y cunetas. La junta podrá o no estar endientada, dependiendo del espesor de la losa y de los volúmenes del tráfico. La junta longitudinal mostrada al fondo de la figura es la usada cuando el ancho de pavimentación es tal que incluye dos o varios carriles en una sola pasada. Estas juntas dependen de la barra de amarre para mantener la trabazón de agregado, su capacidad estructural y su serviciabilidad.



En la mayoría de las calles, el pavimento es lateralmente restringido mediante un relleno por detrás de las guarniciones y no hay necesidad de amarrar las juntas longitudinales con barras de amarre, sin embargo, en calles que no tengan restricciones de movimiento lateral, las barras de amarre serán colocadas a la mitad del espesor de la losa para evitar que se abra la junta debido a la contracción de las losas de concreto.

Formación de las Juntas Longitudinales

Las juntas longitudinales de construcción, como ya se mencionó anteriormente, son las empleadas en el medio de los carriles o franjas de construcción y generalmente son juntas endientadas.

Una junta endientada se forma en el borde de la losa ya sea por una protuberancia con una pavimentadora de cimbra deslizante o uniéndole a la cimbra una cuña o diente de metal o madera de la forma, dimensiones y profundidad adecuada.

Las formas más comunes del endientado en la junta se muestran en la figura 4.5-5, en forma de un medio círculo y en forma trapecoidal con las dimensiones mostradas.

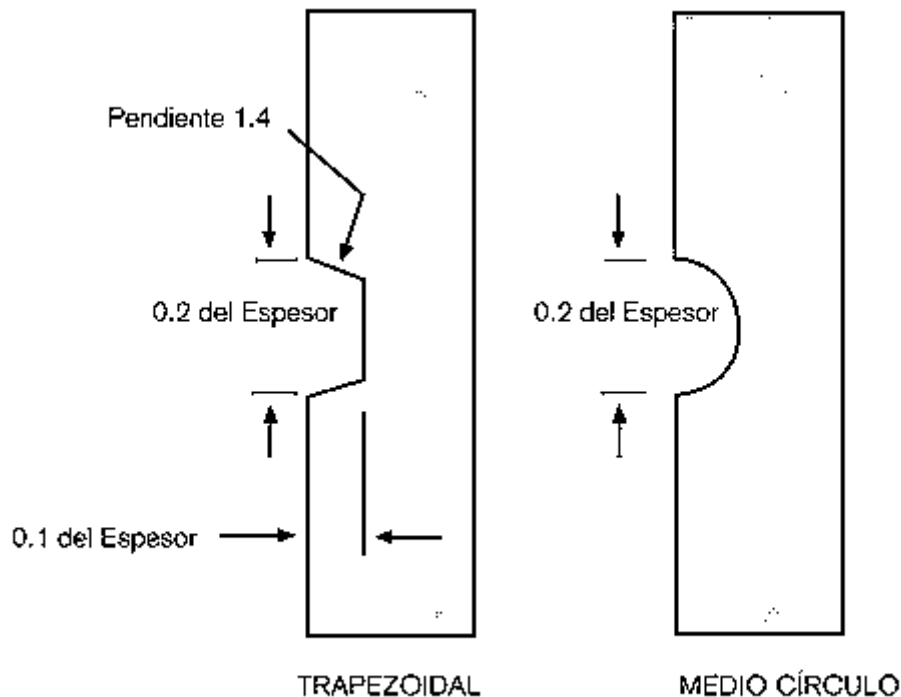


Figura 4.5-5 Secciones endientadas estándar para juntas longitudinales.

Las juntas longitudinales de contracción se hacen cortando con disco en el concreto endurecido o formando una ranura en el concreto fresco de una manera muy similar al caso de las juntas transversales de contracción, sin embargo la profundidad del corte o de la ranura deberá ser de un tercio del espesor ($D/3$) y el tiempo o el momento para hacer el corte inicial no es tan crítico como en el caso de las juntas transversales de contracción ya que el movimiento de contracción longitudinal no es tan grande como la transversal.

El corte de las juntas longitudinales deberá realizarse antes de 48 horas y de que cualquier equipo pesado o vehículo circule sobre el pavimento. Sin embargo, bajo ciertas condiciones, como una fuerte caída en la temperatura ambiente durante la primera o segunda noche, se pueden presentar agrietamientos longitudinales más temprano, por lo que es una buena práctica el realizar el corte tan pronto como se pueda hacer. Las juntas de aislamiento y de expansión permiten que se presenten diferenciales anticipados de movimientos verticales y horizontales entre un pavimento y otra estructura sin dañarlos y dado que el comportamiento puede afectarse significativamente por el uso y la ubicación planeada de estas juntas, se deberá tener mucho cuidado en el proceso de diseño. Aunque los términos se intercambien frecuentemente, las juntas de aislamiento no son iguales a las juntas de expansión.

4 JUNTAS DE AISLAMIENTO Y DE EXPANSION

Las juntas de aislamiento y de expansión permiten que se presenten diferenciales anticipados de movimientos verticales y horizontales entre un pavimento y otra estructura sin dañarlos y dado que el comportamiento puede afectarse significativamente por el uso y la ubicación planeada de estas juntas, se deberá tener mucho cuidado en el proceso de diseño. Aunque los términos se intercambien frecuentemente, las juntas de aislamiento no son iguales a las juntas de expansión.

Juntas de Aislamiento

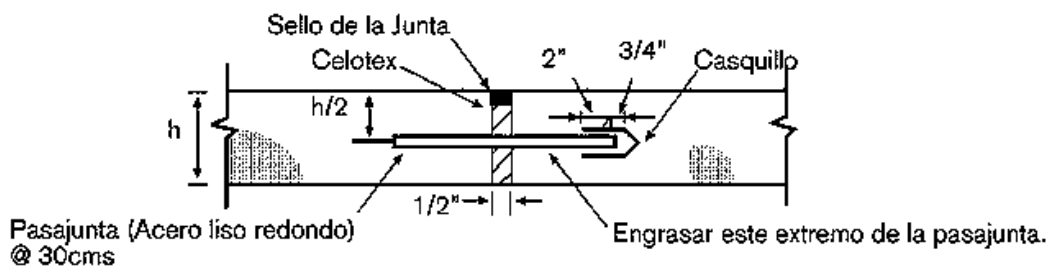
Su objetivo principal es aislar el pavimento de una estructura, otra área pavimentada o cualquier objeto inamovible. El uso adecuado de estas juntas disminuye los esfuerzos a compresión que se presentan entre el pavimento y una estructura o entre dos secciones de pavimento.

Las juntas de aislamiento incluyen las juntas a toda la profundidad y a todo lo ancho sobre los apoyos o estribos del puente, intersecciones "T" o asimétricas, rampas, entre pavimentos existentes y pavimentos nuevos, así como también para juntas alrededor de estructuras en el interior del pavimento como pozos de visita, alcantarillas y estructuras del alumbrado público. Las juntas de aislamiento en intersecciones "T", intersecciones asimétricas y en rampas, no deberán tener pasajuntas porque se debe permitir el movimiento horizontal sin dañar el pavimento colindante.

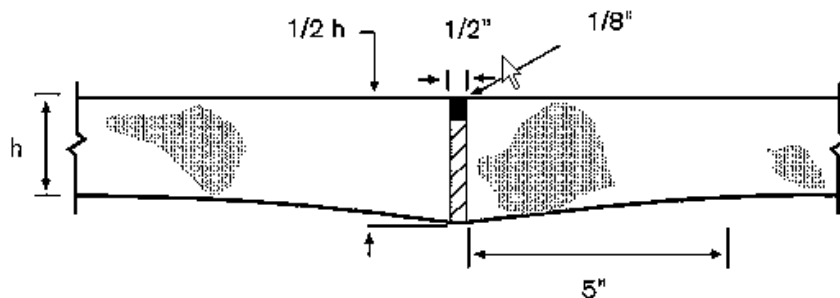
En el caso de las juntas de aislamiento sin pasajuntas, son construidas, generalmente, con ensanchamiento de bordes (figura 4.5-6 inciso b) para reducir los esfuerzos desarrollados al fondo de la losa. Los bordes colindantes de ambos pavimentos son ensanchados en un 20% iniciando a una distancia 1.5 metros de la junta y el material de filtro en la junta deberá extenderse completamente por todo el borde ensanchado de la losa.

Las juntas de aislamiento usadas en pozos de visita, alcantarillas, estructuras de alumbrado y edificios, no tienen ni bordes ensanchados ni pasajuntas, debido a que éstas son colocadas alrededor de otros objetos y no requieren transferencia de carga. Ver figura 4.5-6.

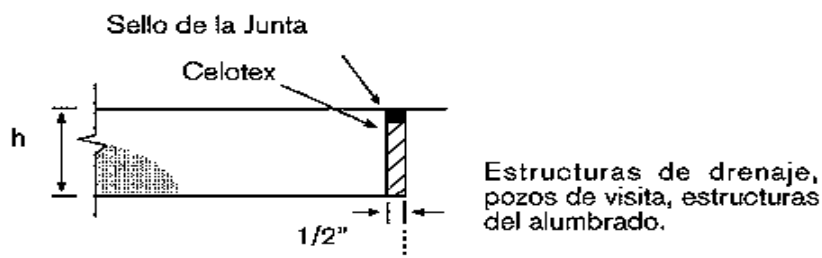
El ancho de las juntas de aislamiento se recomienda entre $\frac{1}{2}$ " a 1" (12 a 25 mm.), ya que con anchos superiores se pueden presentar movimientos excesivos. Se usa un material prefabricado como relleno de la abertura entre las losas. Este relleno es un material no absorbente ni reactivo, que normalmente es celotex; será colocado mediante estacas en la base y una vez que el concreto ha endurecido se retirarán $\frac{3}{4}$ " (20 mm.) del relleno para dejar espacio al sello de la junta.



(A) JUNTA DE AISLAMIENTO CON PASAJUNTAS



(B) JUNTA DE AISLAMIENTO CON ENSANCHAMIENTO DE BORDES



(C) JUNTA DE AISLAMIENTO SIN PASAJUNTAAS

∩

Figura 4.5-6 Secciones de Juntas de Aislamiento.

Juntas de Expansión

Un buen diseño, construcción y mantenimiento de las juntas de construcción, ha eliminado prácticamente la necesidad de las juntas de expansión, excepto en algunos casos especiales. Un uso incorrecto de las juntas de expansión trae consigo altos costos de construcción y de mantenimiento, apertura de las juntas de contracción adyacentes, pérdida de la trabazón de agregado, fallas en el sellado de las juntas, infiltración en las ellas y en general, al buen comportamiento de los pavimentos.

En los pavimentos de concreto sólo son necesarias las juntas de expansión cuando:

1. El pavimento es construido a temperatura ambiente inferior a los 4 °C.
2. Las juntas de contracción permiten la infiltración de materiales incompresibles.
3. Los materiales usados en el pavimento han mostrado, en experiencias pasadas,

notorias características expansivas.

Sin embargo, bajo condiciones normales de trabajo estas condiciones no aplican, no es necesaria la utilización de las juntas de expansión.

Figura 4.5-7 Pozos de Visita.

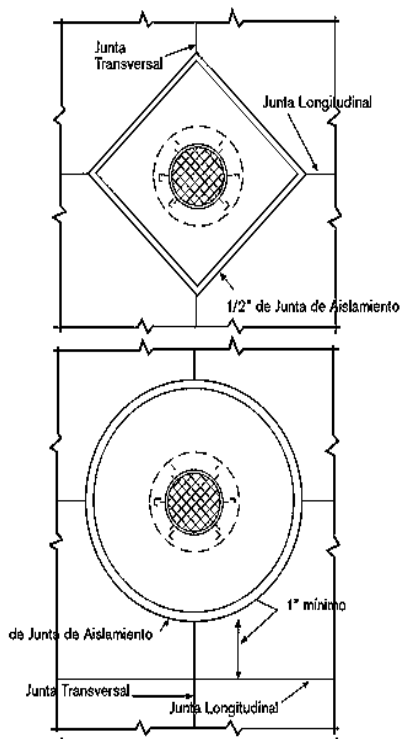
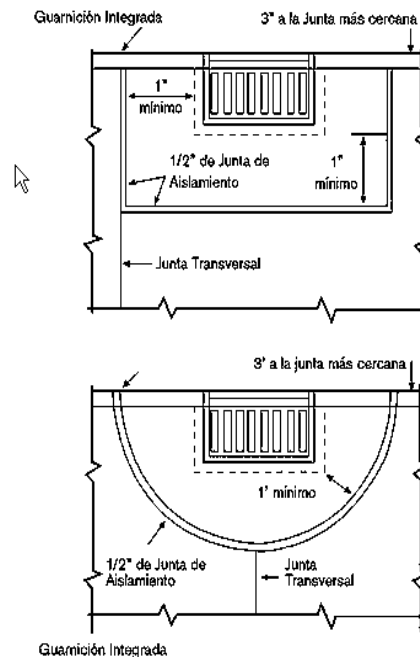
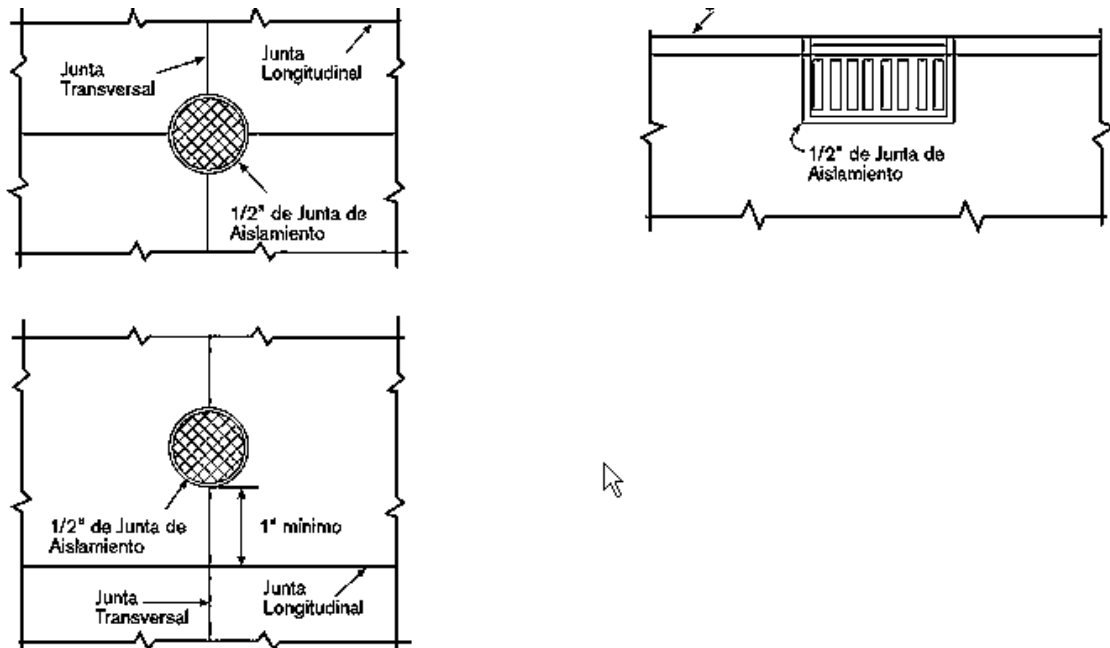


Figura 4.5-8 Alcantarillas.





5. Recomendaciones

Las siguientes recomendaciones se hacen para un correcto diseño de juntas:

1. Evite losas de forma irregular.
2. La separación máxima entre juntas transversales deberá ser de 24 veces el espesor ó 5.0 metros la que sea menor.
3. Mantenga losas tan cuadradas como sea posible, ya que losas angostas y largas tienden a agrietarse más que las cuadradas.
4. Todas las juntas de contracción transversales deberán ser continuas a través de la guarnición y tener una profundidad igual a $\frac{1}{3}$ del espesor del pavimento.
5. En las juntas de aislamiento, el relleno deberá ser a toda la profundidad y extenderse por la guarnición.
6. Si no se cuenta con guarniciones, las juntas longitudinales deberán amarrarse con barras.
7. Ajustes menores en la ubicación de las juntas, desplazando o inclinando algunas juntas para que coincidan con los pozos de visita o alcantarillas, mejoran el comportamiento del pavimento.
8. Cuando el área pavimentada cuenta con estructuras de drenaje, coloque, si le es posible, las juntas de manera que coincidan con las estructuras.

SELLADO DE JUNTAS

El objetivo del sellado de juntas es minimizar la infiltración del agua superficial y de materiales incompresibles al interior de la junta y, por ende, al interior del pavimento y de su estructura.

Otra de las características que deben satisfacer las juntas selladas es la capacidad de resistir las repeticiones de contracción y expansión, por cambios de temperatura y humedad.

El problema que puede presentarse con la infiltración de agua al interior del pavimento es el efecto conocido como "bombeo". El bombeo es la expulsión de material por agua a través de las juntas. Mientras el agua es expulsada, se lleva partículas de grava, arena, arcilla, etc resultando una progresiva pérdida de apoyo del pavimento.

Los materiales contaminantes incompresibles causan presiones puntuales de apoyo, que pueden llevar a despostillamientos y desprendimientos. Además, al no permitir la expansión de las losas de concreto, se pueden presentar levantamientos de las losas en la zona de la junta.

1. Limpieza Previa

Previo al sellado, la abertura de la junta deberá ser limpiada, a fondo, de compuestos de curado, residuos, natas y cualquier otro material ajeno. La limpieza de las caras de la junta afecta directamente la adherencia del sellador al concreto; y una limpieza pobre decrementa su adherencia a la interfase con la junta, lo que reduce significativamente la efectividad del sellador.

Por lo tanto la correcta limpieza es esencial para obtener una superficie de junta que no perjudicará el lazo o adhesión con el sellador. La limpieza se puede hacer con sand-blast, agua, aire a presión, cepillado de alambre o de varias otras maneras, esto, dependiendo de las condiciones de la junta y las recomendaciones del fabricante del sellador.

2. Tipos de Selladores

Existen muchos materiales aceptados para el sellado de juntas en los pavimentos de concreto. La clasificación más simple los divide como líquidos (o moldeados en el campo) y los pre-moldeados (por compresión).

3. Sellos Líquidos

Los sellantes líquidos pueden ser colocados en frío, con un solo componente; son autonivelables, toman la forma del depósito y dependen en gran parte de la adhesión de las caras de la junta para un sellado satisfactorio.

4. Sellos a Compresión

Los sellantes pre-moldeados son moldeados durante su fabricación y dependen en gran parte de la recuperación de la compresión para un sellado satisfactorio.

El diseño del depósito y la selección del sello a compresión deberá asegurar que el sello se mantenga siempre a un nivel de compresión entre el 20 y el 50%. La profundidad del depósito debe exceder de la profundidad del sello a compresión, pero no se relaciona directamente con el ancho del depósito.

En general, el ancho del sello pre-moldeado puede ser de aproximadamente el doble del ancho del depósito, si el sello le queda chico, la apertura puede ser muy ancha y se perderá la compresión.

Una correcta instalación del sello a compresión depende exclusivamente de la recuperación de la compresión del sellador. A diferencia de los sellos líquidos que sufren tanto de compresión como de tensión, los sellos pre-moldeados o a compresión son diseñados para estar a tensión durante toda su vida. Estos sellos requieren de un lubricante que, aunque cuenta con algunas propiedades adhesivas, su principal función es lubricar durante la instalación.

El mejor comportamiento de sellos pre-moldeados es con aquellos que cuentan con al menos 5 celdas. La figura 4.6-1 muestra una sección de este tipo de selladores.

5. Cintilla de Respaldo

La cintilla de respaldo es un componente muy importante en la instalación de los sellos líquidos, ya que impide que el sello líquido fluya hasta el fondo de la junta, evitando la adhesión del sello con el fondo del depósito, además la cintilla de respaldo sirve para definir el factor de forma y optimizar la cantidad de sellador empleado.

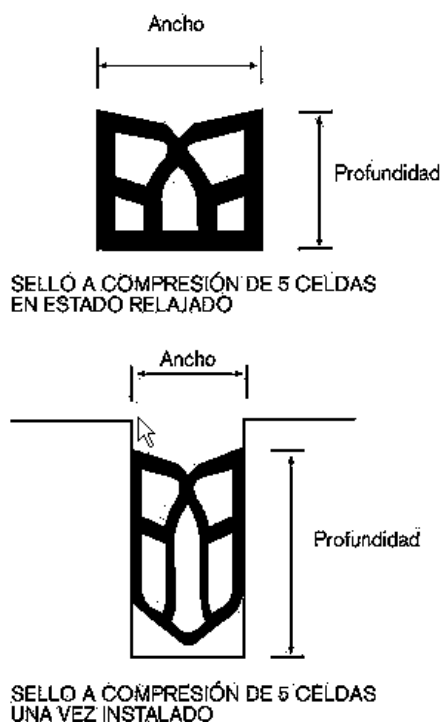


Figura 4.6-1 Sección de un sellador a compresión de cinco celdas.

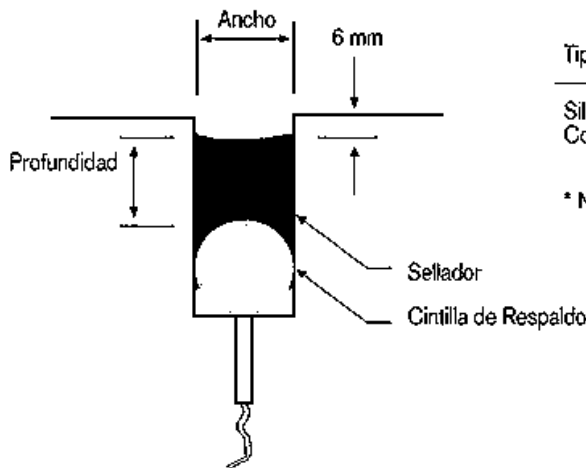
Se instalan en el depósito de la junta antes que se coloque el sello líquido, mediante una herramienta que presiona a la cintilla a la profundidad requerida para obtener el factor de forma deseado. Su diámetro deberá ser un 25% más grande que el ancho del depósito para asegurar que entre ajustado.

6. Depósito para el Sello de la Junta

El factor de forma es crítico para el buen comportamiento a largo plazo de un sellador. Debido a que la sección del sello de las juntas cambia durante la expansión y contracción del pavimento de concreto, se desarrollarán esfuerzos en el interior del sellador y a lo largo de la línea de unión de éste con el depósito de la junta. Los esfuerzos pueden ser excesivos si el factor de forma no es el apropiado para el material de sello.

La figura 4.6-2 muestra factores de forma comunes para sellos líquidos y para sellos a compresión. Un depósito para sello de junta con factor de forma igual o menor a uno desarrolla menos esfuerzos en el sellado que si tuviera un factor de forma superior a uno. El diseño del factor de forma incluye tomar en cuenta que el depósito no se debe llenar a tope o al nivel del pavimento, el sello se deberá hacer de 6mm el nivel del pavimento, con el objeto de evitar futuros problemas con la extrusión del sello.

$$\text{Factor de Forma} = \frac{\text{Ancho}}{\text{Profundidad}}$$



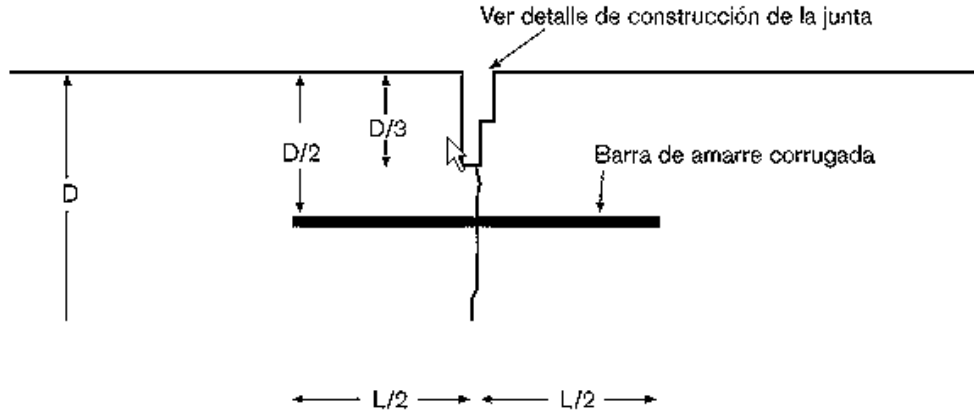
Tipo de Sellador	Factor de Forma Común
Silicón Compresión	2 *

* No se basa en el factor de forma

Figura 4.6-2 Factores de Forma Comunes en el Sellado de Juntas.

CROQUIS No. 1
CORTE Y SELLADO DE JUNTA DE CONTRACCIÓN LONGITUDINAL
CON BARRA AMARRE (TIPO A).

D = Espesor de la losa de pavimento



Detalle de construcción de la junta

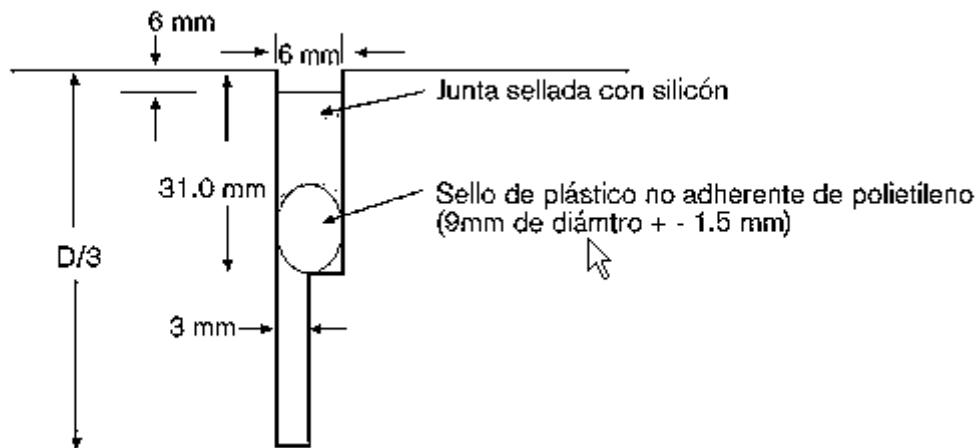


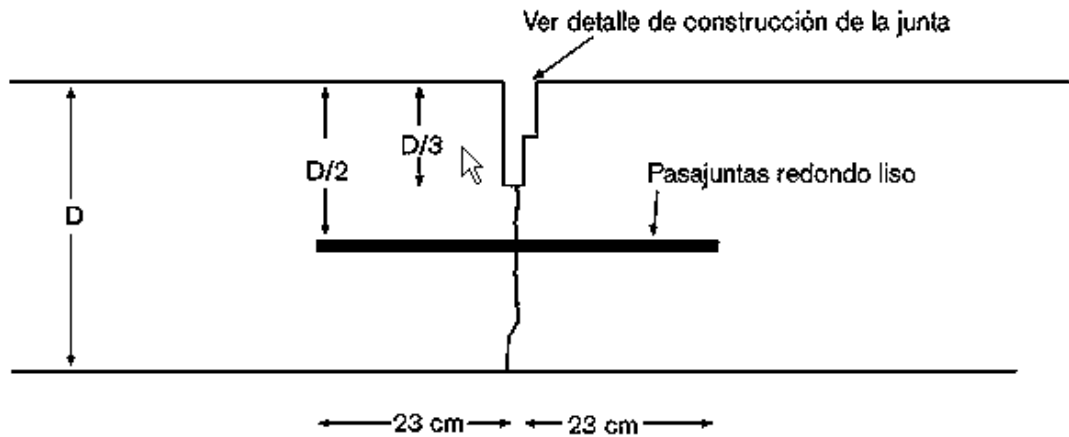
Fig 4.6-3 Corte y sellado de junta de contracción longitudinal (Con barra de amarre).

NOTA:

La relación ancho/profundidad del sellador de silicón deberá ser como mínimo 1:1 y como máximo 2:1. La ranura inicial de 3 mm . para debilitar la sección deberá ser hecha en el momento oportuno para evitar el agrietamiento de la losa, la pérdida de agregados en la junta, o el despostillamiento. El corte adicional para formar el depósito de la junta deberá efectuarse cuando menos 72 horas después del colado.

CROQUIS No. 2
CORTE Y SELLADO DE JUNTA DE CONTRACCIÓN TRANSVERSAL
CON PASAJUNTAS (TIPO B).

D = Espesor de la losa de pavimento



Detalle de construcción de la junta

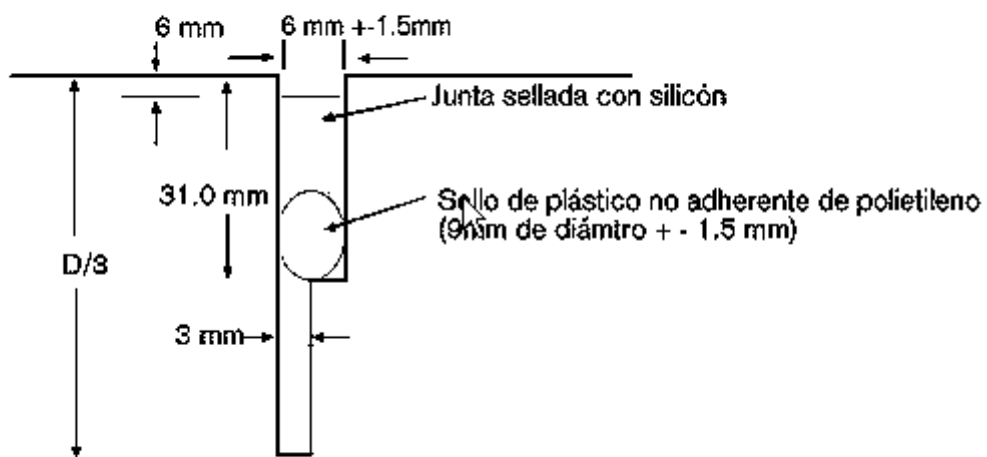


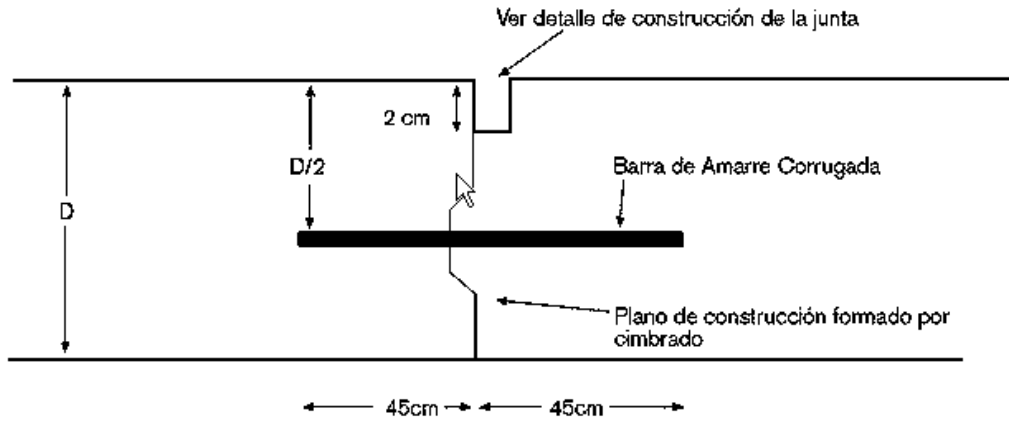
Fig 4.6-4 Corte y sellado de junta de contracción transversal (Con pasajuntas Tipo B).

NOTA:

La relación ancho/profundidad del sellador de silicón deberá ser como mínimo 1:1 y como máximo 2:1. La ranura inicial de 3 mm. para debilitar la sección deberá ser hecha en el momento oportuno para evitar el agrietamiento de la losa, la pérdida de agregados en la junta, o el despostillamiento. El corte adicional para formar el depósito de la junta deberá efectuarse cuando menos 72 horas después del colado.

CROQUIS No. 3
CORTE Y SELLADO DE JUNTA TRANSVERSAL DE CONSTRUCCIÓN
CON PASAJUNTAS (TIPO C).

D = Espesor de la losa de pavimento



Detalle de construcción de la junta

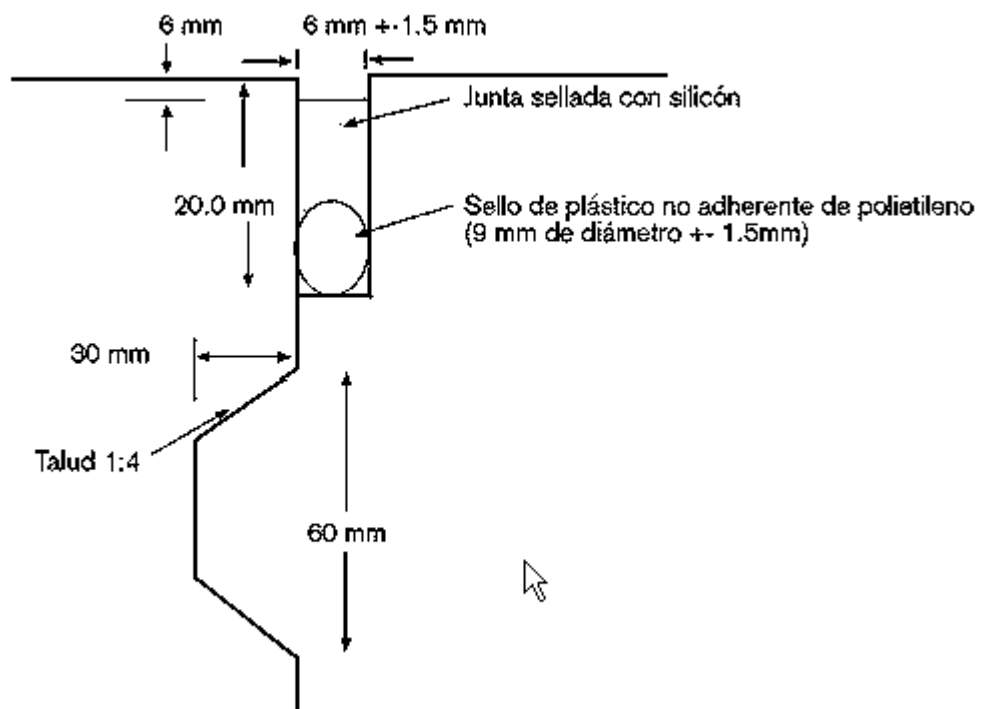
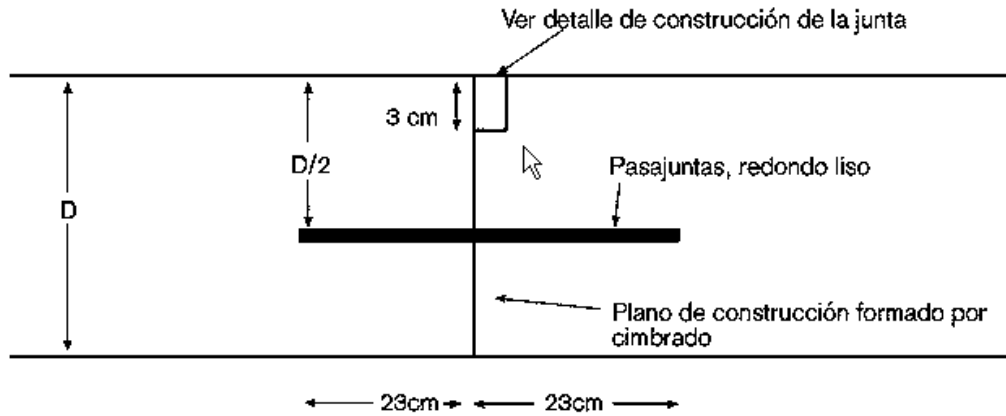


Fig 4.6- Corte y sellado de junta de contracción transversal (Con pasajuntas Tipo C).

NOTA:
La relación ancho/profundidad del sellador de silicón deberá ser como mínimo 1:1 y como máximo 2:1.

CROQUIS No. 4
CORTE Y SELLADO DE JUNTA TRANSVERSAL DE CONSTRUCCIÓN
CON PASAJUNTAS (TIPO D).

D = Espesor de la losa de pavimento



Detalle de construcción de la junta

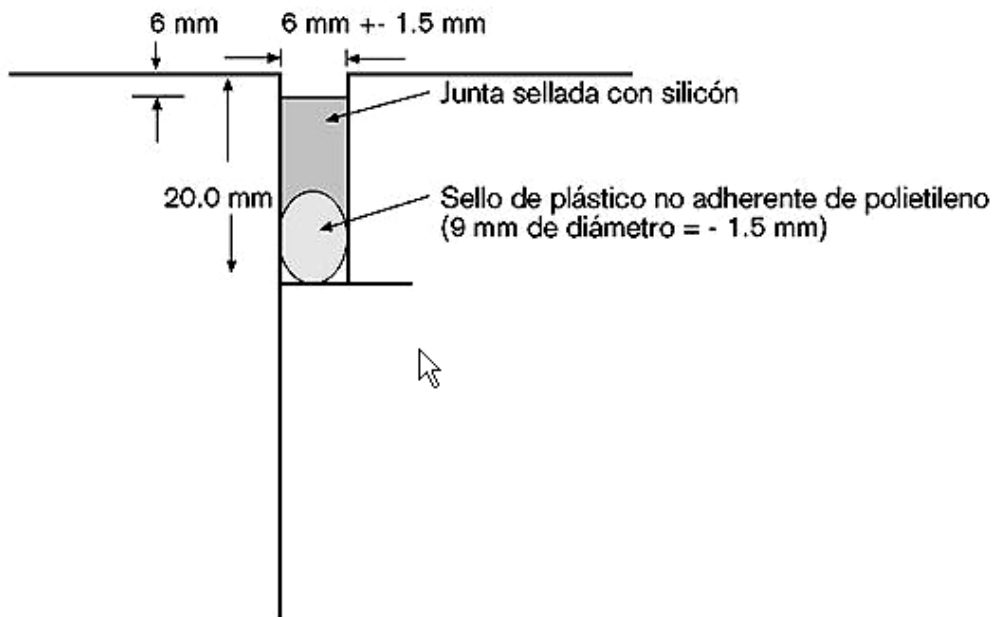


Fig 4.6-7 Corte y sellado de junta de contracción transversal de construcción (Con pasajuntas Tipo D).

NOTA:
La relación ancho/profundidad del sellador de silicón deberá ser como mínimo 1:1 y como máximo 2:1

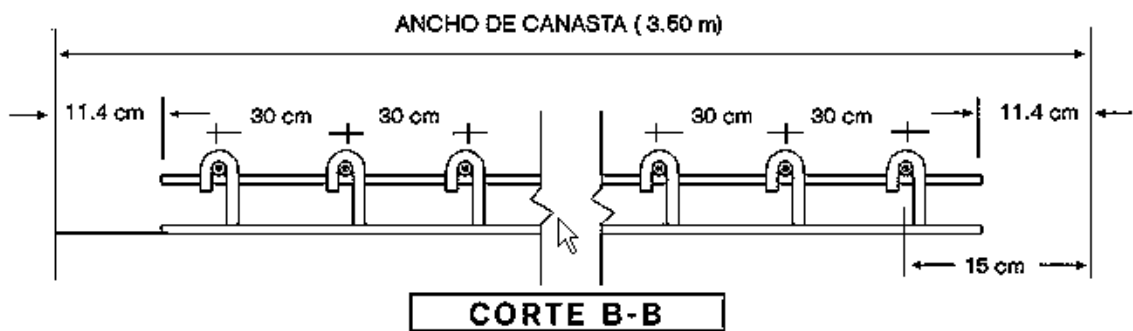
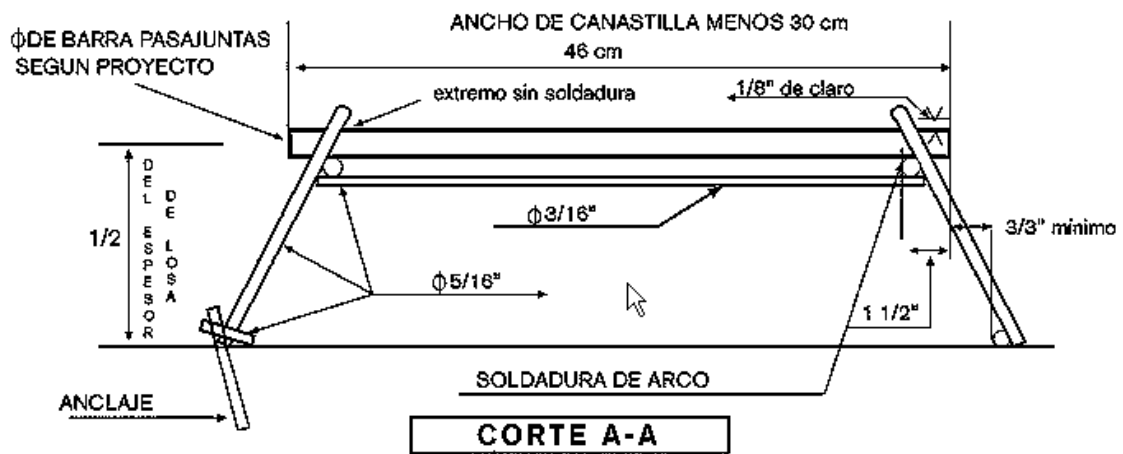
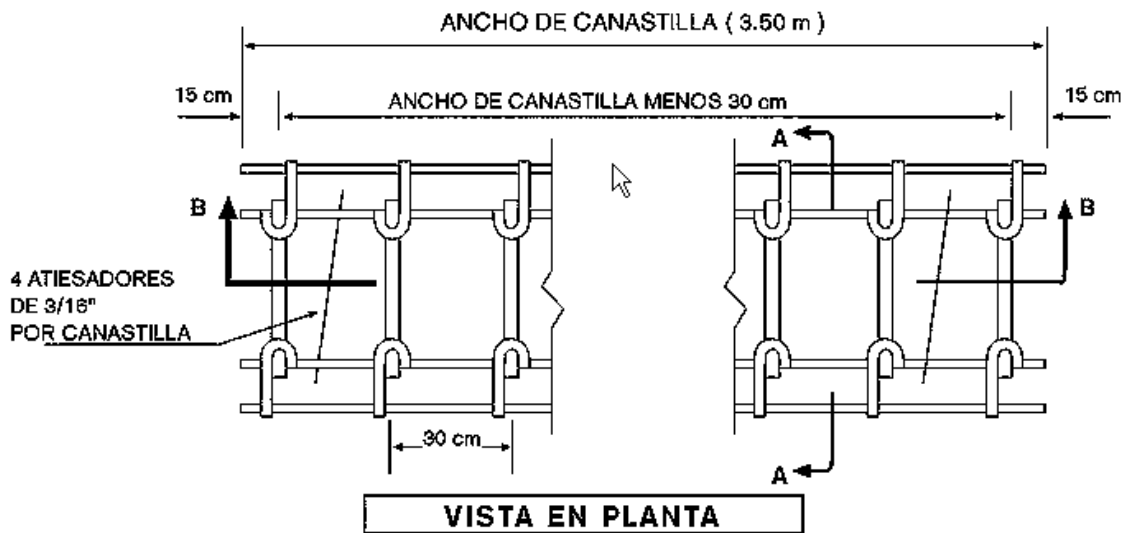


Fig 4.6-8 Canastas pasajuntas en juntas transversales de contracción.



CAPITULO IV

"APLICACION DE LOS METODOS"

APLICACIÓN DE LOS METODOS

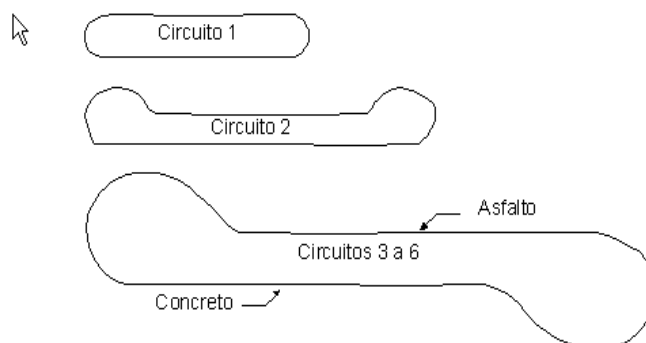
MÉTODO DE DISEÑO AASHTO

El método de diseño AASHTO es uno de los métodos más utilizados a nivel internacional para el diseño de pavimentos de concreto hidráulico.

a) Antecedentes Prueba AASHTO

La prueba de pavimentación que en su momento se conoció como AASHO, por sus siglas en inglés y debido a que en aquel entonces no estaba integrado el departamento del transporte de EUA a esta organización, fue concebida y promovida gracias a la organización que ahora conocemos como AASHTO ("American Association of State Highway and Transportation Officials") para estudiar el comportamiento de estructuras de pavimento de espesores conocidos, bajo cargas móviles de magnitudes y frecuencias conocidas y bajo el efecto del medio ambiente. Fue formulada por el consejo de investigación de carreteras de la academia nacional de ciencias – consejo nacional para la investigación, la planeación empezó en 1951 y la construcción del proyecto comenzó en 1956 muy cerca de Ottawa, Illinois. El tráfico controlado de la prueba se aplicó de octubre de 1958 a noviembre de 1960, esto es, durante más de dos años. El objetivo principal de las pruebas consistía en determinar relaciones significativas entre el comportamiento de varias secciones de pavimento y las cargas aplicadas sobre ellas, o bien para determinar las relaciones significativas entre un número de repeticiones de ejes con cargas, de diferente magnitud y disposición, y el comportamiento de diferente espesores de pavimentos, conformados con bases y sub-bases, colocados en suelos de características conocidas.

Geometría de los Circuitos.



El sitio, seleccionado para la prueba, cerca de Ottawa, tiene condiciones climáticas y de suelo típicas de algunas áreas de Estados Unidos y Canadá. Esto hace que la aplicabilidad del método deba utilizarse con criterio para otras partes del mundo. Los pavimentos se construyeron en circuitos a lo largo de una sección de 8 millas de una futura autopista interestatal. Se realizaron 6 circuitos de prueba, todos eran tramos de dos carriles y tenían la mitad del tramo en pavimento de concreto y la otra en pavimento flexible. El Circuito 1 se dejó sin cargas para evaluar el impacto del Medio Ambiente en los pavimentos. El Circuito 2 se utilizó con aplicaciones de cargas de camiones ligeros. En los Circuitos de 3 al 6 se realizaron aplicaciones de carga con camiones pesados. Los circuitos 5 y 6 tuvieron idénticas configuraciones y combinaciones de carga. Cada circuito consistía de dos largas carreteras paralelas conectadas en los extremos por retornos, las secciones de prueba de los pavimentos estaban localizadas en las rectas o tangentes de cada circuito.

La sección estructural de prueba tenía una longitud de 30 m en pavimentos flexibles, 36 m en pavimentos de concreto simple y 80 m en pavimentos continuamente reforzados. Las secciones de prueba tanto de flexible como de pavimento rígido, fueron construidas sobre idénticos terraplenes. También se examinaron bajo las mismas condiciones climáticas, con el mismo número de cargas aplicadas, el mismo tráfico e iguales velocidades de operación. El tráfico que se utilizó en la prueba, estaba perfectamente controlado, se iniciaron las repeticiones de carga en noviembre de 1958, de la siguiente manera:

En los circuitos de camiones pesados, Circuitos 3-6:

- Inicialmente 6 vehículos por carril.
- Posteriormente se aumentó a 10 vehículos por carril (en enero 1960). El tiempo de operación de los vehículos fue de:
 - 18 horas 40 minutos.
 - 6 días de la semana. En total se aplicaron: • 1,114,000 Repeticiones de Carga Normal.
 - Correspondiendo aproximadamente a 6.2 millones de ESAL's.

b) Conclusiones Obtenidas de la Prueba

Los principales experimentos sobre pavimentos fueron diseñados de modo que los resultados de las pruebas fueran estadísticamente significativos. Las secciones de prueba de varios espesores fueron sometidas a tráfico controlado. Las secciones examinadas representaban todas las combinaciones de los factores de diseño para concreto y asfalto. Cada circuito de tráfico contenía algunas secciones que no formaban parte de los principales experimentos y que se incluyeron para estudios especiales, tales como los efectos de acotamientos pavimentados y bases estabilizadas en el comportamiento del pavimento.

Dos de las técnicas aleatorias y de réplica estadísticas que se emplearon al diseñar los experimentos principales fueron la aplicación aleatoria, que garantizó que un diseño dado tuviera la misma oportunidad de estar localizado en un lugar de un tramo recto de prueba que cualquier sección de los diseños. Las posiciones de los cuatro circuitos de prueba más importantes se localizaron al azar y la réplica garantizó que varios de los diseños aparecieran en dos secciones para verificar la confiabilidad. Las mediciones del comportamiento de un pavimento en términos de su capacidad para soportar el tráfico con seguridad y comodidad son la esencia del concepto de capacidad de servicio. Su desarrollo, para convertirlo en un procedimiento trabajable por parte del personal de la Prueba de Carreteras, constituyó una aportación muy importante a la ingeniería de carreteras. El nivel de servicio de un pavimento depende de la función que requiera dársele.

Los factores que tuvieron mayor peso en la determinación de la capacidad de servicio fueron:

- Variaciones en el perfil longitudinal.
- Mediciones de la aspereza del pavimento en la dirección del movimiento.
- Profundidad promedio de las roderas medida con regla de 1.20 m.
- Medidas de Agrietamientos severos.
- Medidas de Baches.

Las mediciones físicas de las secciones de prueba se transfirieron a fórmulas que podían dar valores numéricos de capacidad de servicio. Estos valores graficados, contra las aplicaciones de carga, forman una historia de comportamiento para cada sección de prueba que permiten la evaluación de cada uno de los diversos diseños.

Tres comparaciones que pueden usarse para evaluar el comportamiento de las secciones de prueba son:

- El número de aplicaciones de carga sobre un eje.
- El índice de capacidad de servicio de la sección en un momento determinado.
- La tendencia hacia la capacidad de servicio contra la capacidad de servicio.

Los resultados que se obtuvieron en los circuitos se muestran a continuación:

Circuito 2 – Tráfico Ligero.

		SUB-BASE		0"		3"		6"		
		SIMPLE	REFORZADO	SIMPLE	REFORZADO	SIMPLE	REFORZADO	SIMPLE	REFORZADO	
ESPESOR DE CONCRETO	Carril 1	4.3	4.2	4.4	4.2	4.4	4.4	4.4	4.4	
	Carril 2	2.5"	555	469	2.2	840	3.1	3.8		
		3.5"	4.2	4.4	4.0	4.1	4.2	4.5		
	5"	3.7	4.1	4.0	4.1	4.0	4.6			
		4.1	4.3	3.9	4.6	4.1	4.3			
	4.1	4.5	4.1	4.6	4.0	4.3				

		BASE		0"		3"		6"		
		0"	4"	0"	4"	0"	4"	0"	4"	
ESPESOR DE ASFALTO	Carril 1	52	80	552	2.5	2.8	3.2			
	Carril 2	1"	2	2	70	73	106	570		
		2"	645	1.7	3.8	3.5	3.4	3.6		
	3"	74	87	250	582	3.5	3.2			
		30	3.3	3.8	3.8	3.6	3.9			
	104	106	710	2.7	3.1	3.6				

Se muestran las diferentes secciones probadas tanto de concreto como de asfalto con las diferentes combinaciones de sub-base, base y carpeta.

La nomenclatura utilizada es la siguiente:

- Secciones que permanecieron en buenas condiciones. El número interior corresponde al índice de servicio al final de la prueba.
- Secciones que permanecieron en regulares condiciones. El número interior corresponde al índice de servicio al final de la prueba.
- Secciones que llegaron a la falla. El número interior corresponde al número de aplicaciones de carga con el que llegaron a la falla.

Las secciones de la parte superior corresponden al concreto y las de la parte inferior corresponden al asfalto.

A continuación se muestran los resultados de los otros circuitos:

Circuito 3 – Cargas Pesadas.

		SUB-BASE		3"		6"		9"				
				SIMPLE	REFORZADO	SIMPLE	REFORZADO	SIMPLE	REFORZADO			
	Carril 1	3.5"		315	278	289	273	289	324			
	Carril 2			318	278	210	295	297	294			
Circuito 3 CONCRETO	ESPESOR DE CONCRETO	5"		3.7 705	2.8 1100	3.5 2.8	725 631	3.7 771	3.3 793			
		6.5"		4.4 4.2	4.2 4.1	4.1 4.1	4.3 4.3	4.2 4.0	4.4 4.4			
	8"		4.4 4.3	4.3 4.1	4.3 4.3	4.2 4.0	4.0 4.2	4.1 4.3				
	ASFALTO	BASE		0"			3"			6"		
		SUB-BASE		4"	8"	12"	4"	8"	12"	4"	8"	12"
		Carril 1	2"		64	4	73	65	73	88	77	90
Carril 2				64	3	74	70	76	80	72	81	555
ESPESOR DE ASFALTO	3"			77	87	100	72	87	561	87	589	1.6
				72	80	91	75	86	111	60	102	614
	4"			78	78	109	80	109	611	176	2.3	3.6
				72	80	88	88	100	588	175	627	3.3

Circuito 4 – Cargas Pesadas.

		SUB-BASE		3"		6"		9"				
				SIMPLE	REFORZADO	SIMPLE	REFORZADO	SIMPLE	REFORZADO			
	Carril 1	5"		716	415	353	325	291	592			
	Carril 2			343	304	328	175	289	408			
Circuito 4 CONCRETO	ESPESOR DE CONCRETO	6.5"		3.8 687	3.8 2.6	4.4 3.4	3.4 796	3.0 722	1.8 1036			
		8"		4.4 4.1	3.9 4.0	4.4 4.2	4.4 4.4	4.3 4.1	4.3 4.2			
	9.5"		4.2 4.0	4.0 4.0	4.5 4.2	4.5 4.3	4.1 4.2	4.8 4.2				
	ASFALTO	BASE		3"			6"			9"		
SUB-BASE		4"	8"	12"	4"	8"	12"	4"	8"	12"		
	Carril 1	3"		2	72	82	74	82	583	80	92	1.6
	Carril 2			12	74	106	76	86	601	80	570	618
ESPESOR DE ASFALTO	4"			78	107	426	87	100	1110	90	1.9	1.9
				83	102	576	93	151	796	120	2.0	3.1
5"			88	119	676	125	589	592	641	3.6	3.3	
			102	126	850	151	752	2.2	734	2.7	2.7	

Circuito 5 – Cargas Pesadas.

		SUB-BASE		3"		6"		9"				
				SIMPLE	REFORZADO	SIMPLE	REFORZADO	SIMPLE	REFORZADO			
	Carril 1	6.5"		760	898	898	369	705	708			
	Carril 2	6.5"		335	705	369	305	698	618			
Circuito 5 CONCRETO	8"			4.2	1104	4.2	4.0	1111	4.6			
				4.2	915	3.7	901	898	3.2			
	9.5"			4.4	4.3	3.7	4.5	4.5	4.4			
				4.3	4.1	4.0	4.3	3.8	4.6			
	11"			4.1	4.1	4.5	4.4	4.5	4.4			
				4.3	4.3	4.5	4.3	4.4	4.4			
Circuito 5 ASFALTO	SUB-BASE Carril 1 Carril 2	4"		70	72	87	72	76	408	81	87	2.9
		3"		4	74	114	75	77	555	82	106	655
	ESPESOR DE ASFALTO Carril 1 Carril 2	4"		71	82	104	80	109	605	102	490	2.4
				66	82	102	82	330	549	111	401	3.0
		5"		78	103	756	101	652	2.0	624	2.7	3.5
				90	129	1.9	113	1.9	2.4	627	2.6	3.2

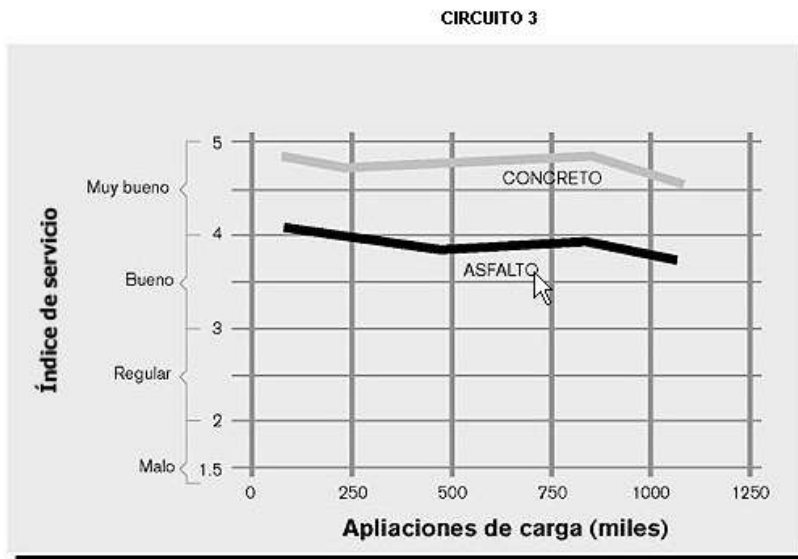
Circuito 6 – Cargas Pesadas.

		SUB-BASE		3"		6"		9"				
				SIMPLE	REFORZADO	SIMPLE	REFORZADO	SIMPLE	REFORZADO			
	Carril 1	8"		878	782	3.9	974	3.4	768			
	Carril 2	8"		1.8	618	4.1	415	1114	624			
Circuito 6 CONCRETO	9.5"			3.6	4.5	4.3	4.0	4.2	2.2			
				3.1	4.4	4.3	4.0	4.3	912			
	11"			4.2	4.4	4.2	4.0	4.3	4.2			
				4.3	4.4	4.3	4.1	4.3	4.1			
12.5"			4.2	4.4	4.0	4.2	4.2	4.5				
			4.3	4.3	4.2	4.4	4.4	4.2				
Circuito 6 ASFALTO	SUB-BASE Carril 1 Carril 2	4"		72	373	134	82	83	552	82	353	2.0
		4"		80	573	621	373	100	621	242	737	3.2
	ESPESOR DE ASFALTO Carril 1 Carril 2	5"		78	101	573	100	634	1.8	595	719	3.3
				103	419	652	105	595	809	624	722	3.5
		6"		141	113	627	106	1.6	3.2	624	2.8	2.7
				579	485	2.4	250	3.0	3.9	2.6	2.6	3.6

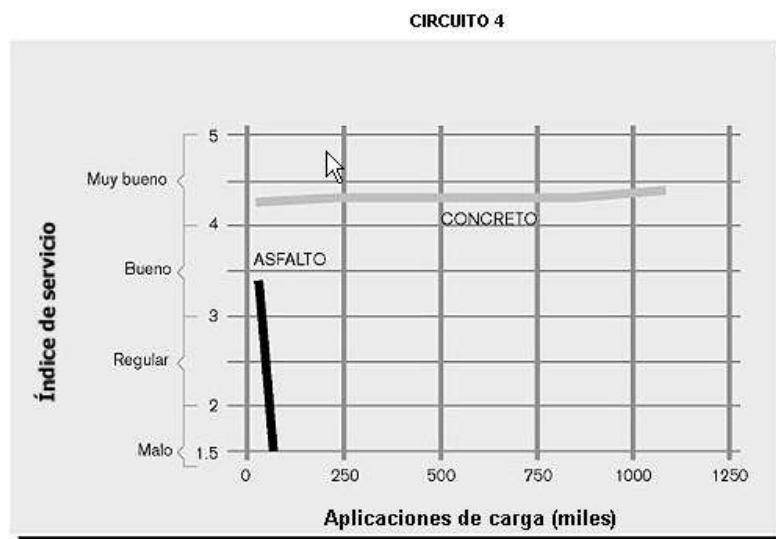
Se puede observar, en general, que el comportamiento que mostraron los pavimentos de concreto fue sustancialmente mejor que el de los flexibles.

El índice de servicio general y el comportamiento que tuvieron los principales tramos de prueba fue como se muestra a continuación:

Comportamiento General del Circuito 3.

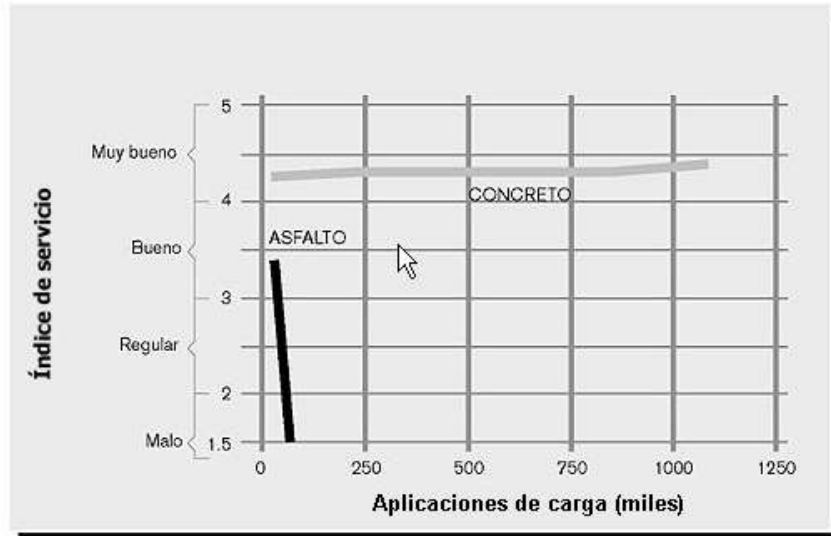


Comportamiento General del Circuito 4.



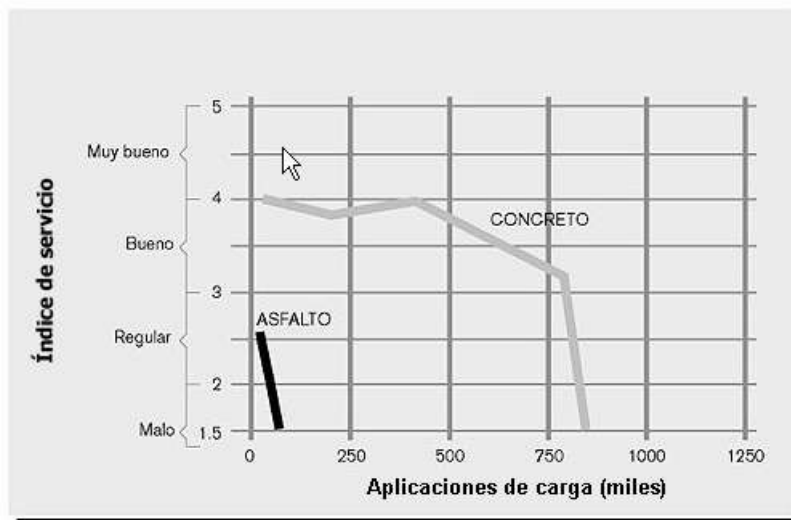
Comportamiento General del Circuito 5.

CIRCUITO 5



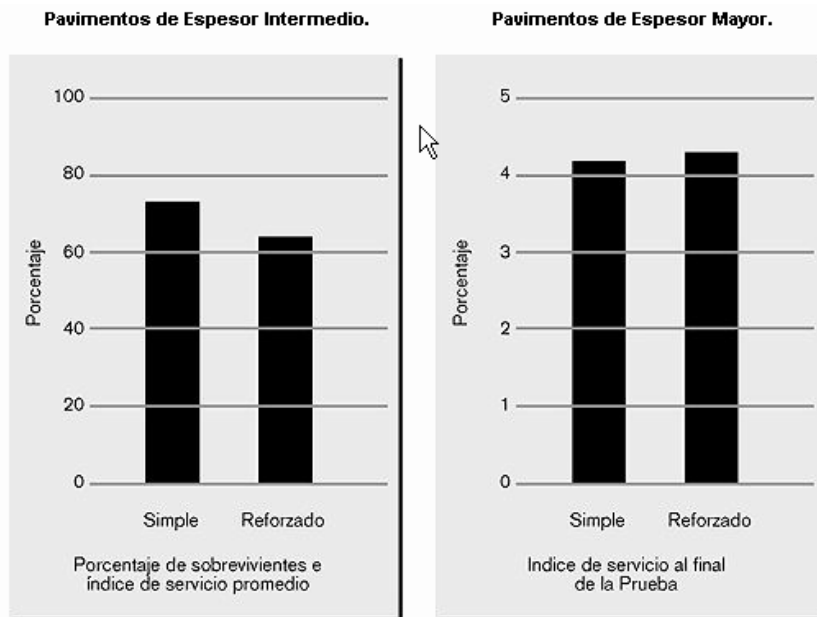
Comportamiento General del Circuito 6.

CIRCUITO 6



Otra de las conclusiones que se obtuvieron durante la prueba de pavimentos se refiere a los pavimentos con acero de refuerzo.

El acero de refuerzo en los pavimentos de concreto, prácticamente no incrementa su capacidad portante, debido a que el pavimento se apoya en toda la superficie de la sub-base y no existen las deformaciones que harían trabajar el acero de refuerzo para dar una contribución significativa.



Por lo anterior no es recomendable la utilización de acero de refuerzo en los pavimentos de concreto hidráulico.

c) Evolución de la Guía AASHTO

Aproximadamente después de un año de terminar la prueba AASHTO, para 1961, salió publicada la primer "Guía AASHTO para Diseño de Pavimentos Rígidos y Flexibles". Posteriormente, para 1972, se realizó una revisión y se publicó como la "Guía AASHTO para Diseño de Estructuras de Pavimento – 1972"; En 1981 se hizo una Revisión al Capítulo III, correspondiente al Diseño de Pavimentos de Concreto con Cemento Portland; en 1986 se publicó una revisión de la "Guía para el Diseño de Estructuras de Pavimento"; en 1993 se realizó una Revisión del Diseño de Sobrecarpetas de pavimento; en 1998 se publicó un método alternativo para diseño de pavimentos, que corresponde a un "Suplemento a la guía de diseño de estructuras de pavimento".

d) Formulación

La formula general a la que llegó AASHTO para el diseño de pavimentos rígidos, basada en los resultados obtenidos de la prueba AASHTO, es la siguiente:

1986-93 Ecuación de Diseño de Pavimentos Rígidos.

$$\log_{10} (E18) = \left[Z_r \times S_o + 7.35 \times \log_{10} (D+1) - 0.06 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.5-1.5} \right]}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D+1)^{3.46}}} \right] + (4.22 - 0.32 \times pt) \times \log_{10} \left[\frac{S'_c \times C_d \times (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \times J \left[\frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}} \right]} \right]$$

Labels in the diagram:

- Z_r : Desviación Estándar Normal
- S_o : Error Estándar Combinado
- D : Espesor
- ΔPSI : Diferencia de Serviciabilidad
- pt : Serviciabilidad Final
- J : Módulo de Ruptura
- C_d : Coeficiente de Drenaje
- S'_c : Coeficiente de Transferencia de Carga
- E_c : Módulo de Elasticidad
- k : Módulo de Reacción
- $E18$: Tráfico

Las variables que intervienen en el diseño de los pavimentos constituyen en realidad la base del diseño del pavimento. Se deben conocer las consideraciones más importantes que tienen que ver con cada una de ellas para así poder realizar diseños confiables y óptimos.

El procedimiento de diseño normal es suponer un espesor de pavimento y realizar tanteos. Con el espesor supuesto calcular los Ejes Equivalentes y evaluar todos los factores adicionales de diseño. Si se cumple el equilibrio en la ecuación, el espesor supuesto es el resultado del problema; en caso de no haber equilibrio en la ecuación se deberán seguir haciendo tanteos tomando como valor semilla el resultado del tanteo anterior, y la convergencia del método es muy rápida.

VARIABLES DE DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

1. Espesor.
2. Serviciabilidad.
3. Tráfico.
4. Transferencia de Carga.
5. Propiedades del Concreto.
6. Resistencia de la Subrasante.
7. Drenaje.
8. Confiabilidad.

Espesor

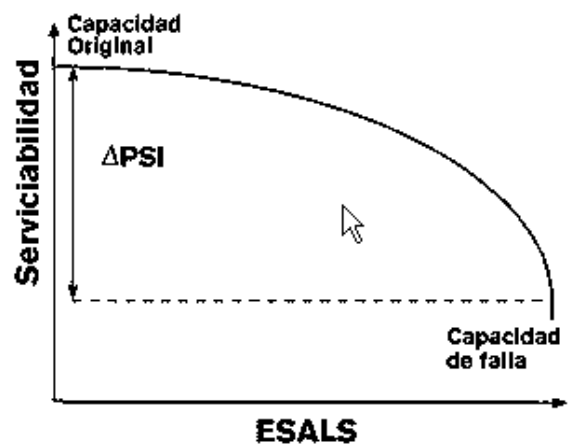
El espesor del pavimento de concreto es la variable que pretendemos determinar al realizar un diseño. El resultado del espesor se ve afectado por todas las demás variables que intervienen en los cálculos. Es importante especificar lo que se diseña, ya que a partir de espesores regulares una pequeña variación puede significar una variación importante en la vida útil.

Serviciabilidad

El procedimiento de Diseño AASHTO predice el porcentaje de pérdida de serviciabilidad (ΔPSI) para varios niveles de tráfico y cargas de ejes. Entre mayor sea el ΔPSI , mayor será la capacidad de carga del pavimento antes de fallar.

La serviciabilidad se define como la habilidad del pavimento de servir al tipo de tráfico (autos y camiones) que circulan en la vía, se mide en una escala del 0 al 5 en donde 0 (cero) significa una calificación para pavimento intransitable y 5 (cinco) para un pavimento excelente.

La serviciabilidad es una medida subjetiva acerca del pavimento, sin embargo la tendencia es poder definirla con parámetros medibles, los son: el índice de perfil, índice de rugosidad internacional, coeficiente de fricción, distancias de frenado, visibilidad, etc.



Serviciabilidad Inicial (P_o)

Es la condición que tiene un pavimento inmediatamente después de la construcción del mismo.

Los valores recomendados por AASHTO para este parámetro son:

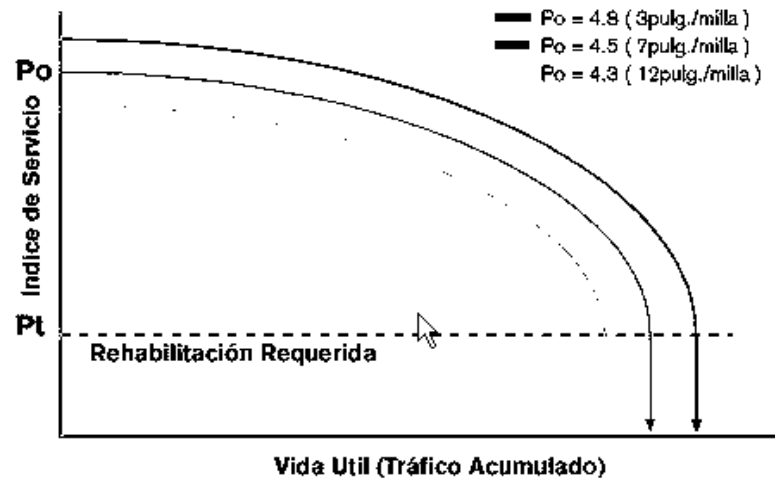
- Para Pavimento de Concreto. = 4.5
- Para Pavimento de Asfalto. = 4.2

Usando buenas técnicas de construcción, el pavimento de concreto puede tener una serviciabilidad $P_o = 4.7$ ó 4.8 .

Mientras mejor se construya inicialmente un

Indice de servicio	Calificación
5	Excelente
4	Muy bueno
3	Bueno
2	Regular
1	Malo
0	Intransitable

pavimento, esto es, mientras mejor índice de serviciabilidad inicial tenga, mayor será su vida útil, porque las curvas de deterioro se comportan de manera paralela o con el mismo gradiente para unas condiciones determinadas, como se muestra a continuación:



Serviciabilidad Final (P_t)

La serviciabilidad final tiene que ver con la calificación que esperamos tenga el pavimento al final de su vida útil.

Los valores recomendados de Serviciabilidad Final P_t para el caso de México, son:

- Autopistas. 2.5
- Carreteras. 2.0
- Zonas Industriales. 1.8
- Pavimentos Urbanos Principales. 1.8
- Pavimentos Urbanos Secundarios.

Tráfico

El Tráfico es una de las variables más significativas del diseño de pavimentos y sin embargo es una de las que más incertidumbre presenta al momento de estimarse. Es importante hacer notar que debemos contar con la información más precisa posible del tráfico para el diseño, ya que de no ser así podríamos tener diseños inseguros o con un grado importante de sobre diseño.

La metodología AASHTO considera la vida útil de un pavimento relacionada al número de repeticiones de carga que podrá soportar el pavimento antes de llegar a las condiciones de servicio final predeterminadas para el camino. El método AASHTO utiliza en su formulación el número de repeticiones esperadas de carga de Ejes Equivalentes, es decir, que antes de entrar a las fórmulas de diseño, debemos transformar los Ejes de Pesos Normales, de los vehículos que circularán por el camino en Ejes Sencillos Equivalentes de 18 kips (8.2 Ton) también conocidos como ESAL's.

Lo conducente es realizar los cálculos para el carril de diseño seleccionado para estos fines por ser el que mejor representa las condiciones críticas de servicio de la calle o camino. Existen algunos factores que nos ayudan a determinar con precisión el tráfico que circulará por el carril de diseño.

El AASHTO diseña los pavimentos concreto por fatiga. La fatiga la podemos entender como el número de repeticiones ó ciclos de carga y descarga que actúan sobre un elemento. Al establecer una vida útil de diseño, en realidad lo que estamos haciendo es tratar de estimar, en un período de tiempo, el número de repeticiones de carga a las que estará sometido el pavimento.

La vida útil mínima con la que se debe diseñar un pavimento rígido es de 20 años, es común realizar diseños para 30, 40 ó más de 50 años. También se deberá contemplar el crecimiento del tráfico durante su vida útil, que depende en gran medida del desarrollo económico-social de la zona en cuestión. Del mejoramiento de las características del

pavimento se puede generar tráfico atraído e igualmente se debe considerar la capacidad de tráfico de la vía.

$$T_{vu} = T_{pa} \times FCT$$

Donde:

Tvu = Tráfico en la vida útil.












Tpa = Tráfico durante el primer año.

FCT = Factor de crecimiento del tráfico, que depende de la tasa de crecimiento anual y de la vida útil.

Períodos de Vida Util Comunes


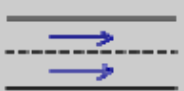
País ó Región	Vida Util (años)
México	20 a 25
Estados Unidos	30 a 40
Europa	40 a más de 50

A continuación se describe los diferentes tipos de vehículos con los sus respectivos ejes:

A2		Automóvil
A'2		Camión Ligero
B2		Autobús de dos ejes
B3		Autobús de tres ejes
B4		Autobús de cuatro ejes
C2		Camión de dos ejes
C3		Camión de tres ejes
C4		Camión de cuatro ejes
T2-S1		Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje
T2-S2		Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes
T3-S2		Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes

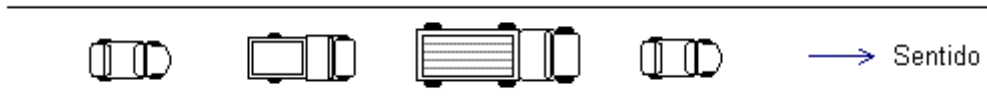
realizarse el estudio de tráfico estas consideraciones se hayan tomado en cuenta, de lo contrario conocer los criterios adoptados para poder estimar adecuadamente el tráfico de diseño.

De acuerdo con el comportamiento general se puede suponer que el 50% del tráfico en vías de dos sentidos circula en cada dirección

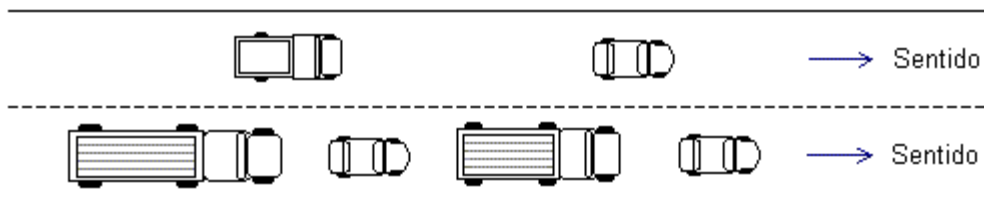
Factor de Sentido	Doble Sentido 0.5	Un Solo Sentido 1.0	Nota: Estos valores son sugeridos, lo más importante es utilizar un buen criterio.
			

Factor de Carril

El factor de Carril es un coeficiente que nos permite estimar qué tanto del tráfico en el sentido de diseño circula por el carril de diseño. En una vía de un solo carril en el sentido de circulación de diseño, obviamente el 100% del tráfico circulará por ese carril que al mismo tiempo será nuestro carril, de diseño.



En una vía con dos carriles en el sentido de diseño, dependiendo del tipo de camino, carretero o urbano, y de que tan saturada esté la vía, es posible que sobre el carril de diseño circule entre un 50% a un 80% del tráfico en ese sentido.



El AASHTO recomienda algunos valores, sin embargo no necesariamente deben utilizarse.

Número de Carriles	Factor de carril
1	1.00
2	0.80 a 1.00
3	0.60 a 0.80
4	0.50 a 0.75

Nota: estos se asemejan más a los de carreteras.

Factor de Equivalencia del Tráfico

Las fórmulas que permiten convertir el número de ejes de pesos normales a ejes equivalentes dependen del espesor del pavimento, de la carga del eje, del tipo de eje y de la serviciabilidad final que pretendemos para el pavimento. A continuación se muestran dichas fórmulas:

$$F_{ec} = \frac{W_{t18}}{W_x}$$

$$\text{Log} \frac{W_x}{W_{t18}} = 4.62 \text{ Log} (18 + 1) - 4.62 \text{ Log} (L_x + 1) + 3.28 \text{ Log} (L_2) + \frac{G_t}{\beta_x} - \frac{G_t}{\beta_{18}}$$

$$G_t = \text{Log} \frac{4.5 - P_t}{4.5 - 1.5} \quad \beta_x = \frac{1 + 3.63 (L_x + L_2)^{5.20}}{(D + 1)^{0.46} (L)}$$

En donde:

W_{tx} = Número Aplicaciones de carga definida al final del tiempo t.

W_{t18} = Número Aplicaciones de carga equivalente al final del tiempo t.

L_x = Carga del eje en kips.

L₂ = Código de eje cargado:

L₂ = 1 Para eje Sencillo.

L₂ = 2 Para eje Tandem.

L₂ = 3 Para eje Tridem.

G_t = f (P_t).

B₁₈ = Valor de B_x cuando L_x=18 y L₂ = 1.

Es importante hacer notar que los ejes equivalentes se calculan de manera diferente para un pavimento rígido que para uno flexible. Cuando se multiplica el tráfico por las diferentes factores de equivalencias, se obtienen los ESAL's (Ejes Sencillos Equivalentes).

El tráfico pesado es el que mayor daño produce a los pavimentos, por lo que se deberá estimar con la mayor precisión posible. Como ejemplo podemos mencionar que el daño que produce una sola aplicación de carga de un camión semi-remolque de 36 Ton., equivale al daño que producen 9,523 repeticiones de carga de un automóvil.

Otro factor importante a considerar es la sobrecarga. Debemos conocer con certeza los pesos de los ejes de los vehículos que estarán circulando sobre el pavimento que estamos diseñando, ya que las sobrecargas generan un daño muy importante al pavimento y su crecimiento es de orden exponencial.

Transferencia de Cargas

La transferencia de carga es la capacidad que tiene una losa del pavimento de transmitir fuerzas cortantes a sus losas adyacentes, con el objeto de minimizar las deformaciones y los esfuerzos en la estructura del pavimento, mientras mejor sea la transferencia de cargas mejor será el comportamiento de las losas del pavimento.

El método AASHTO considera la transferencia de cargas mediante el factor de transferencia de cargas J.

La efectividad de la Transferencia de Carga entre losas adyacentes depende de varios factores:

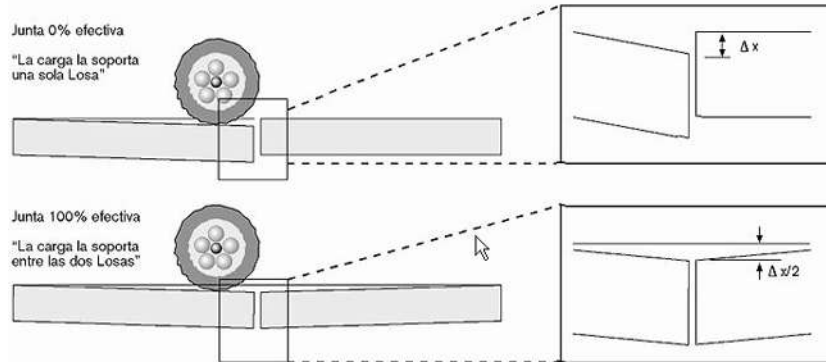
- Cantidad de Tráfico.
- Utilización de Pasajuntas.
- Soporte Lateral de las Losas.

Mientras más efectiva sea la transferencia de carga entre losas mejor será el comportamiento del pavimento a lo largo de su vida útil. Una manera de transferir la carga de una losa a otra es mediante la trabazón de agregados que se genera en la grieta debajo del corte de la junta, sin embargo esta forma de transferir carga solamente se recomienda para vías con tráfico ligero.

La utilización de pasajuntas es la manera más conveniente de lograr la efectividad en la transferencia de cargas, los investigadores recomiendan evaluar dos criterios para determinar la conveniencia de utilizar pasajuntas.

Utilizar pasajuntas cuando:

- a). El tráfico pesado sea mayor al 25% del tráfico total.
- b). El número de Ejes Equivalentes de diseño sea mayor de 5.0 millones de Esal's.
El Coeficiente de Transferencia de Carga considera el esfuerzo de transferencia a través de la junta o grieta.

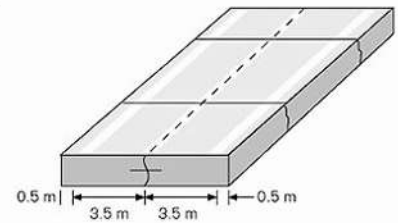


Soporte Lateral

El confinamiento que produce el soporte lateral contribuye a reducir los esfuerzos máximos que se generan en el concreto por efecto de las cargas. Un pavimento de concreto puede considerarse lateralmente soportado cuando tenga algunas de las siguientes características en su sección:

Para tener un mejor comportamiento es recomendable proveer siempre SOPORTE LATERAL a las Losas. Desplante sobre Bases Cementadas ó Pavimentos Asfálticos. Cuando las losas del pavimento se desplantan sobre una base tratada con cemento o cuando se colocan sobre un pavimento asfáltico cuya estructura se forma por capas de base, sub-base y asfalto; Se ha podido observar que la transferencia de carga entre las losas es más eficiente. Algunas recomendaciones prácticas indican que cuando se tienen estos tipos de soporte, el valor de J se puede reducir en 0.1 únicamente para el caso de juntas sin pasajuntas.

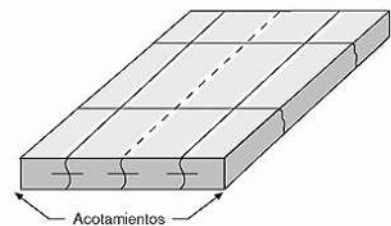
- Carril Ancho ≥ 4.0 m.



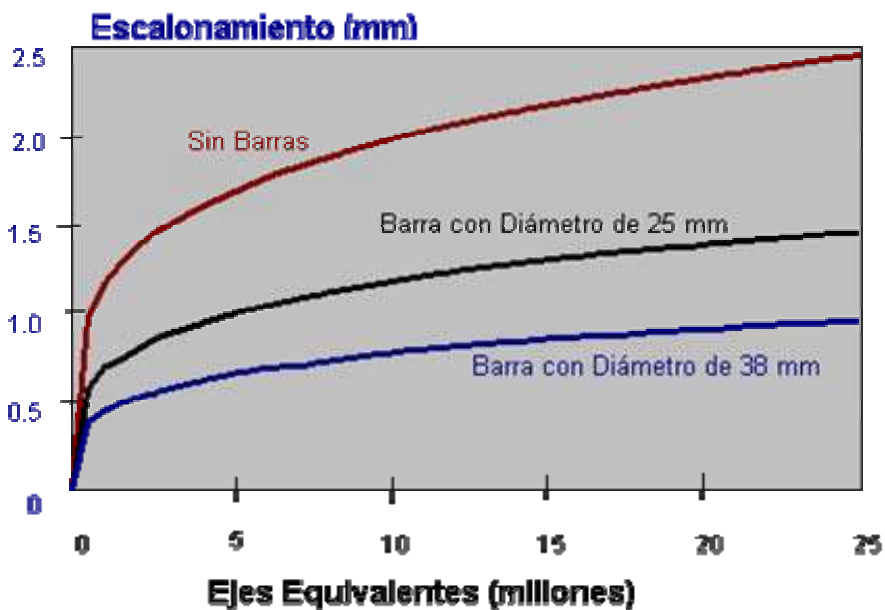
- Confinamiento con Guarniciones o Banquetas.



- Con Acotamientos Laterales.



Comportamiento de las Juntas de Transferencia de Cargas



Pasajuntas

Barra de acero redondo liso $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$, que no se debe de adherir al concreto permitiendo el libre movimiento de losas longitudinalmente, pero si debe de transferir verticalmente parte de la carga aplicada en una losa a la adyacente. Se colocan perfectamente alineadas a la mitad del espesor de la losa.

El diámetro, longitud y separación de las pasajuntas esta principalmente en función del espesor de las losas. Algunas recomendaciones prácticas para la selección de la Barra son las siguientes:

Espesor de Losa		Barras Pasajuntas					
		Diámetro		Longitud		Separación	
mm	in	mm	in	cm	in	cm	in
13 a 15	5 a 6	19	3/4	41	16	30	12
15 a 20	6 a 8	25	1	46	18	30	12
20 a 30	8 a 12	32	1 1/4	44	18	30	12
30 a 43	12 a 17	38	1 1/2	51	20	38	15
43 a 50	17 a 20	45	1 3/4	56	22	45	18

Propiedades del Concreto

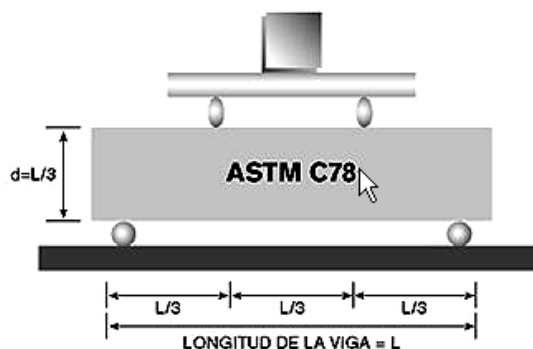
Son dos las propiedades del concreto que influyen en el diseño de un pavimento de concreto y en su comportamiento a lo largo de su vida útil:

- Resistencia a la Tensión por Flexión ($S'c$) o Módulo de Ruptura (MR).
- Módulo de Elasticidad del Concreto (E_c).

Módulo de Ruptura (MR)

Debido a que los pavimentos de concreto trabajan principalmente a flexión, es recomendable que su especificación de resistencia sea acorde con ello, por eso el diseño considera la resistencia del concreto trabajando a flexión, que se le conoce como resistencia a la flexión por tensión ($S'c$) o Módulo de Ruptura (MR) normalmente especificada a los 28 días.

El módulo de ruptura se mide mediante ensayos de vigas de concreto, aplicándoles cargas en los tercios de su claro de apoyo. Esta



prueba esta normalizada por la ASTM C78. Existe una prueba similar con la aplicación de la carga al centro del claro que genera resultados diferentes de resistencia a la flexión (aproximadamente 15% a 20% mayores) pero que no son los que considera AASHTO para el diseño.

Los valores recomendados para el Módulo de Ruptura varían desde los 41 kg/cm² (583 psi) hasta los 50 kg/cm² (711 psi) a 28 días, dependiendo del uso que vayan a tener. En seguida se muestran valores recomendados, que el diseñador deberá elegir de acuerdo a un buen criterio.

Módulo de Ruptura Recomendado.

Tipo de Pavimento	MR recomendado	
	Kg/cm ²	psi
Autopistas	48.0	682.7
Carreteras	48.0	682.7
Zonas Industriales	45.0	640.1
Urbanas Principales	45.0	640.1
Urbanas Secundarias	42.0	597.4

Módulo de Ruptura Promedio

La metodología de diseño de AASHTO permite utilizar la resistencia a la flexión promedio, que se haya obtenido del resultado de ensayos a flexión de las mezclas diseñadas para cumplir la resistencia especificada del proyecto. Estos resultados dependen de las condiciones de control y calidad que tenga el fabricante del concreto en sus procesos. En todos los casos se recomienda que sea Concreto Premezclado Profesionalmente.

MR promedio = MR especificado + Z _r × (Desviación Estándar* del MR).		
*Valores típicos de Desviación Estándar.		Promedio.
Concreto Premezclado.	6% a 12%	9.0%
Mezclado Central.	5% a 10%	7.5%

Módulo de Elasticidad

El Módulo de Elasticidad del concreto esta íntimamente relacionado con su Módulo de Ruptura y se determina mediante la norma ASTM C469. Existen varios criterios con los que se puede estimar el Módulo de Elasticidad a partir del Módulo de Ruptura. Los dos más utilizados son:

$$- E_c = 6,750 * MR.$$

$$- E_c = 26,454 * MR ^ 0.77.$$

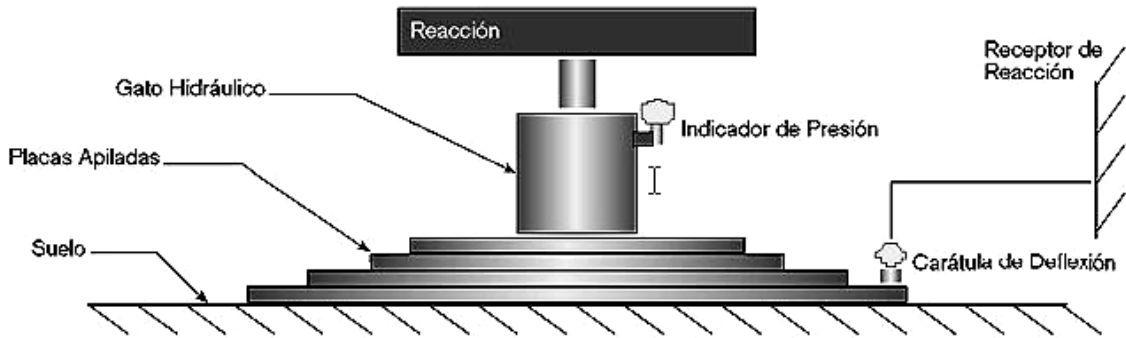
Estas fórmulas aplican con unidades inglesas.

Resistencia de la Subrasante

La resistencia de la subrasante es considerada dentro del método por medio del Módulo de Reacción del Suelo K, que se puede obtener directamente mediante la prueba de placa. El módulo de reacción de suelo corresponde a la capacidad portante que tiene el terreno natural en donde se soportará el cuerpo del pavimento. El valor del módulo de reacción (K) se puede obtener directamente del terreno mediante la prueba de placa ASTM D1195 y D1196. El valor de K representa el soporte (terreno natural y terraplén, si lo hay) y se puede incrementar al tomar la contribución de la sub-base.

Cuando se diseña un pavimento es probable que se tengan diferentes valores de K a lo largo del tramo por diseñar, el método AASHTO recomienda utilizar el valor promedio de los módulos K para el diseño estructural.

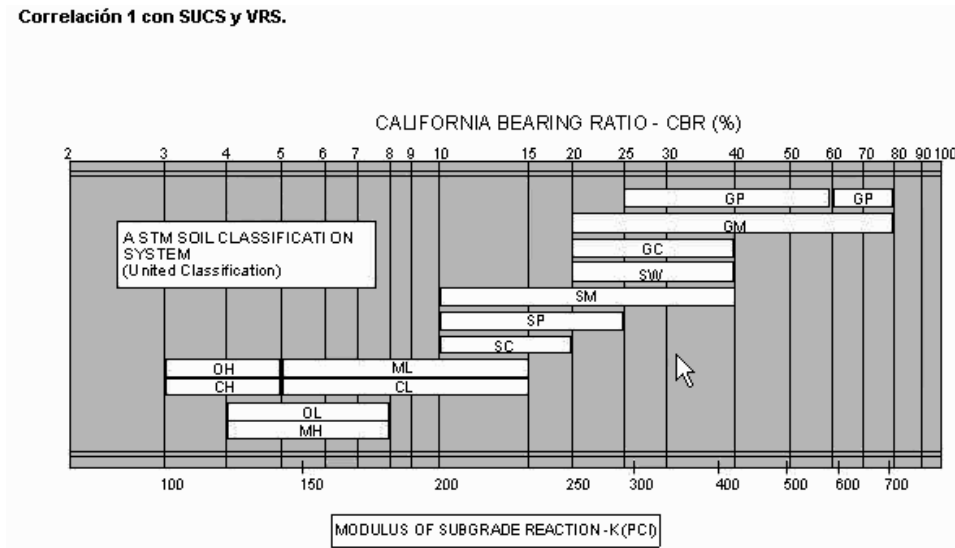
Esquema de la Prueba de Placa.



Estimaciones y Correlaciones de K

En base a un gran número de muestras y estudios se han podido desarrollar algunos valores estimativos del módulo de reacción del suelo, en función a diferentes propiedades. Diferentes autores han publicado sus resultados y, en general, no difieren notablemente.

Correlación 1 con SUCS y VRS.



Correlación 2 con SUCS y VRS.

Tipo de Suelo	SJCS	Densidad Seca lb/ft ³	CRB %	K [*] pci
Suelos Granulares				
Grava	GW, GP	125 a 140	60 a 80	300 a 450
		120 a 130	35 a 60	300 a 400
Arena Gruesa	SW	110 a 130	20 a 40	200 a 400
Arena Fina	SP	105 a 120	15 a 25	150 a 300
Suelos de Material Granular con Alto Contenido de Finos				
Grava - Limosa	GM	130 a 145	40 a 80	300 a 500
Grava - Arena - Limosa				
Arena - Limosa	SM	120 a 135	20 a 40	300 a 400
Arena - Limo - Gravosa				
Grava - Arcillosa	GC	120 a 140	20 a 40	200 a 450
Grava - Arena - Arcillosa				
Arena - Arcillosa	SC	105 a 130	10 a 20	150 a 350
Suelos de Material Fino				
Limo	ML, OL	90 a 105	4 a 8	25 a 165
Limo - Arenoso		100 a 125	5 a 15	40 a 225
Limo Mal Graduado	MH	80 a 100	4 a 8	25 a 190
Arcilla Plástica	CL	100 a 125	5 a 15	25 a 255
Arcilla Medianamente Plástica	CL, OL	95 a 125	4 a 15	25 a 215
Arcilla Altamente Plástica	CH, OH	80 a 110	3 a 5	40 a 220

* Estos rangos de K aplican para estratos homogéneos de suelo de por lo menos 3 m. de espesor. Si un estrato de suelo de menos de 3 m. existe sobre un suelo más blando el valor K deberá corresponder al de suelo blando inferior y se podrá considerar el incremento de K debido al estrato superior. Si por el contrario, existiera un estrato de roca, el valor de K deberá de ser ajustado. ** El valor de K de los suelos finos depende de gran medida del grado de saturación, por lo que se recomienda realizar una corrección por este efecto.

Drenaje

En cualquier tipo de pavimento, el drenaje, es un factor determinante en el comportamiento de su estructura a lo largo de su vida útil y por lo tanto lo es también en el diseño del mismo. Es muy importante evitar que exista presencia de agua en la estructura de soporte, de presentarse esta situación afectará en gran medida la respuesta estructural del pavimento.

Aspectos que debemos de cuidar para evitar que el agua penetre en la estructura de soporte:

- Mantener perfectamente selladas las juntas del pavimento.
- Sellar las juntas entre pavimento y acotamiento o cuneta.
- Colocar barreras rompedoras de capilaridad (en donde se requiera).
- Utilizar cunetas, bordillos, lavaderos, contracunetas, subdrenajes, etc.
- Construir o aprovechar los drenajes pluviales en las ciudades.

Tener agua atrapada en la estructura del pavimento produce efectos nocivos tales como:

- Reducción de la resistencia de materiales granulares no ligados.
- Reducción de la resistencia de la subrasante.
- Expulsión de finos.
- Levantamientos diferenciales de suelos expansivos.
- Expansión por congelamiento del suelo.

Algunos de estos fenómenos se pueden minimizar cuando se utilizan bases estabilizadas con cemento o bases de relleno fluido.

Los valores recomendados para el coeficiente de drenaje deberán estar entre 1.0 y 1.10.

Calidad del Drenaje	Porcentaje del Tiempo que la Estructura del Pavimento esta Expuesta a Niveles de Humedad Cercanos a la Saturación			
	Menos de 1 %	1 - 5 %	5 - 25 %	Más de 25 %
Excelente	1.25 - 1.20	1.20 - 1.15	1.10	1.10
Bueno	1.20 - 1.15	1.10	1.05	1.00
Regular	1.10	1.05	1.00	0.90
Pobre	1.05	1.00	0.90 - 0.80	0.80
Muy Pobre	1.00	0.90 - 0.80	0.80 - 0.70	0.70

Los factores estadísticos que determinan el comportamiento de los pavimentos son:

- Confiabilidad R.
- Desviación Estándar.

Confiabilidad (R)

Es "la probabilidad de que un pavimento desarrolle su función durante su vida útil en condiciones adecuadas para su operación". Otra manera de entender la confiabilidad, por ejemplo es: si se considera una confiabilidad "R" del 80% estaríamos permitiendo que el 20% de las losas del pavimento alcancen al final de su vida útil una serviciabilidad igual a la serviciabilidad final seleccionada en el diseño.

Confiabilidad Recomendada por AASHTO*:

Clasificación funcional	Urbano	Rural
Autopistas	85% - 99.9%	80% - 99.9%
Arterias Principales	80% - 99%	75% - 99%
Colectoras	80% - 95%	75% - 95%
Locales	50% - 80%	50% - 80%

*Válida para Estados Unidos.

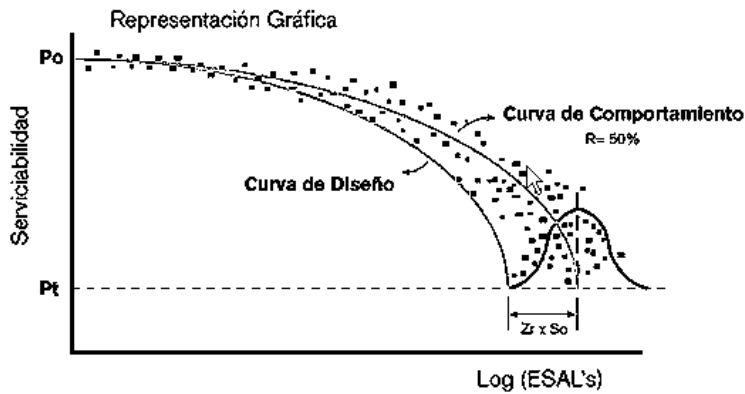
$$FS_{AASHTO} = 10^{(-Z_r \times S_o)}$$

También podemos entender a la confiabilidad como un Factor de Seguridad y ante esa situación debemos reflexionar en los valores de confiabilidad que debemos utilizar en México, con el mejor de los criterios, al hacer un diseño para un pavimento.

Confiabilidad Recomendada para México.

Tipo de Pavimento	MR recomendado	
	Kg/cm2	psi
Autopistas	48.0	682.7
Carreteras	48.0	682.7
Zonas Industriales	45.0	640.1
Urbanas Principales	45.0	640.1
Urbanas Secundarias	42.0	597.4

Desviación Estándar S_o	50%	60%	70%	80%	90%	95%
0.30	1.00	1.19	1.44	1.79	2.42	3.12
0.35	1.00	1.23	1.53	1.97	2.81	3.76
0.39	1.00	1.26	1.60	2.13	3.16	4.38
0.40	1.00	1.26	1.62	2.17	3.26	4.56



Confiabilidad recomendada para MEXICO		
Clasificación	Confiabilidad	
Autopistas	95 %	Estos valores son sugeridos. Lo más importante es utilizar un buen criterio.
Carreteras	80%	
Rurales	70%	
Zonas industriales	65%	
Urbanas principales	60%	
Urbanas Secundarias	50%	

Como ya se dijo la confiabilidad puede relacionarse con un Factor de Seguridad, a continuación se presentan los factores de seguridad aproximados a los que corresponde la confiabilidad. Estos factores de seguridad van asociados con la Desviación Estándar "So". También podemos entender a la confiabilidad como un Factor de seguridad y ante esa situación debemos de reflexionar en los valores de confiabilidad que debemos utilizar en México, con el mejor de los criterios al hacer un diseño para pavimento.

La desviación estándar es la cantidad de error estadístico presente en la ecuación de diseño de AASHTO resultando de la variación en los diferentes parámetros que intervienen en la formulación, tales como: materiales, calidad de construcción, cuantificación del tráfico, variaciones del soporte en el suelo, etc.

Desviación Estándar Recomendada por AASHTO	
Pavimento	So
Nuevo	0.35

Resulta razonable pensar que la desviación estándar "So" sea mayor para el caso de la rehabilitación de un pavimento con una sobrecarpeta de concreto hidráulico que cuando se considera un pavimento nuevo. Esto debido a que la variabilidad de los materiales que forman el cuerpo de soporte seguramente en mayor grado que ya han estado sometidos a condiciones de trabajo y las posibilidades de modelarlo precisamente sin menores. La desviación estándar está muy relacionada con la confiabilidad "R", dado que entre ambos valores componen el Factor de Seguridad utilizado en la formulación.

MÉTODO DE LA ASOCIACIÓN DEL CEMENTO PORTLAND (PCA)

FACTORES DE DISEÑO

Resistencia a la Flexión del Concreto

La consideración de la resistencia a la flexión del concreto es aplicable en el procedimiento de diseño para el criterio de fatiga que controla el agrietamiento del pavimento bajo la repetición de cargas.

El alabeo del pavimento de concreto, bajo las cargas del tráfico, provoca esfuerzos tanto de compresión como de flexión. Sin embargo, la proporción de los esfuerzos a compresión contra la resistencia a la compresión del concreto, es mínima como para influir en el diseño de espesor de la losa. En cambio la relación de los esfuerzos a flexión contra la resistencia es mucho más alta y frecuentemente excede valores de 0.5. Por este motivo los esfuerzos y la resistencia a la flexión son los empleados para el diseño de espesores. La resistencia a la flexión del concreto es determinada por la prueba del módulo de ruptura, realizada en vigas de 6x6x30 pulgadas.

El módulo de ruptura puede encontrarse aplicando la carga en cantiliver, punto medio ó en 3 puntos. Una diferencia importante en estos métodos de prueba es que al aplicar la carga en 3 puntos se obtiene la mínima resistencia del tercio medio de la viga de prueba, mientras que los otros 2 métodos muestran la resistencia en un solo punto. El valor determinado por el método de aplicación de carga de 3 puntos (American Society for Testing and Materials, ASTM C78) es el empleado en este método de diseño.

La prueba del módulo de ruptura es comúnmente realizada a los 7, 14, 28 y 90 días. Los resultados a los 7 y 14 días son comparados contra especificaciones de control de calidad y para determinar cuándo puede ser abierto al tránsito un pavimento. Los resultados a los 28 días se han usado, generalmente, para el diseño de espesores de autopistas y calles; mientras que los resultados 90 días son usados para el diseño de aeropistas, esto es debido a que se presentan muy pocas repeticiones de esfuerzos durante los primeros 28 ó 90 días del pavimento, comparado contra los millones de repeticiones de esfuerzos que ocurrirán posteriormente.

Sabemos que el concreto continua ganando resistencia con el paso del tiempo, como lo muestra la figura 2.5-1. Esta ganancia de resistencia es mostrada en la curva que representa valores de módulo de ruptura (MR) promedios para varias series de pruebas de laboratorio, pruebas de vigas curadas en campo y secciones de concreto tomadas de pavimentos en servicio.

En este procedimiento de diseño los efectos de las variaciones en la resistencia del concreto, de punto a punto del pavimento, y el incremento de resistencia con el paso del tiempo, están incorporados en las gráficas y tablas de diseño. El diseñador no aplica directamente estos efectos, sino que simplemente ingresa el valor de la resistencia promedio a los 28 días, que en nuestro país se recomienda como mínimo 41 kg/cm² (583 psi) y como máximo 50 kg/cm² (711 psi).

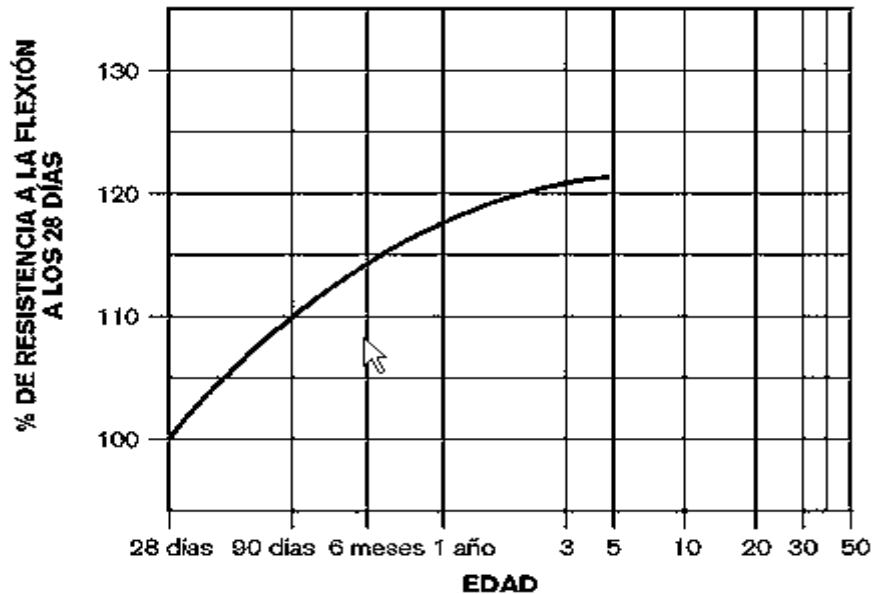


Figura 2.5-1 Curva de desarrollo de resistencia a la flexión a través del tiempo.

Terreno de Apoyo o Base

El soporte dado a los pavimentos de concreto por la base y la sub-base, es el segundo factor en el diseño de espesores. El terreno de apoyo está definido en términos del módulo de reacción de la subrasante de Westergaard (k). Es igual a la carga en libras por pulgada cuadrada (un plato de 30" de diámetro) dividido entre la deformación en pulgadas que provoca dicha carga. Los valores de k son expresados como libras por pulgada cuadrada por pulgada (psi / in) ó más comúnmente, por libras por pulgada cúbica (pci). La figura 2.5.2 nos muestra una ilustración de la prueba de placa regulada por la norma ASTM D1195 y D1196.

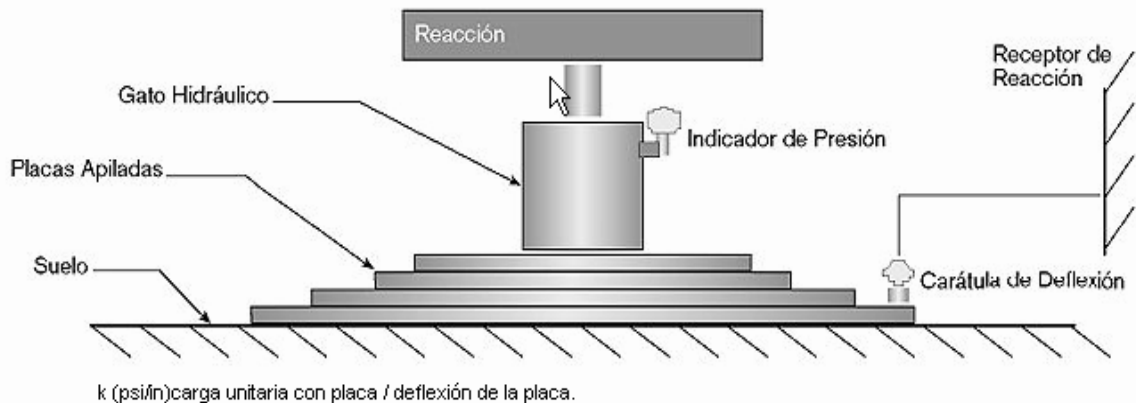


Figura 2.5.2 Prueba de Placa (ASTM D1195 y D1196).

Dado que la prueba de placa toma tiempo y dinero, los valores de k son usualmente estimados mediante una correlación de pruebas más simples como la del VRS (Valor Relativo de Soporte). El resultado es válido por que no se requiere una exacta determinación del valor k ; ya que variaciones normales de este no afectan significativamente los requerimientos del espesor del pavimento. La relación mostrada en la figura 2.5-3 es correcta para estos propósitos.

La prueba de caminos AASHTO comprobó, convincentemente, que la reducción de pérdida de terreno de soporte durante los períodos de descongelamiento no tienen efecto en el espesor requerido de los pavimentos de concreto. Esto es cierto por que los pocos períodos en que los valores k son bajos durante el descongelamiento de la primavera se compensan con los largos períodos en que se congelan y los valores de k son

mucho mayores que los asumidos para el diseño. Para evitar métodos tediosos, que requieren de diseño, para las variaciones de k en las épocas del año, lo valores recomendables, como valores promedio, son los de verano u otoño.

El contar con una sub-base permite incrementar el valor k del suelo que deberá usarse en el diseño de espesor. Si la base es de material granular no tratada ó mejorada, el incremento puede no ser muy significativo, como se aprecia en los valores presentados en la tabla 2.5-1.

Los valores mostrados en la tabla 2.5-1 están basados en el análisis de Burmister de un sistema de dos capas y cargado en pruebas de placa, hechas para determinar los valores k del conjunto suelo-subbase, en losas de prueba completas.

Las bases mejoradas ó tratadas con cemento aportan mayor capacidad de carga y su comportamiento a largo plazo es mucho mejor y son muy empleadas para pavimentos de concreto con tráfico pesado. Se construyen con materiales granulares como los tipos de suelos AASHTO A-1, A-2-4, A-2-5 y A-3, el contenido de cemento es determinado mediante las pruebas de Congelación-Descongelación y Mojado-Secado y el criterio de pérdidas admisibles de la PCA.

Los valores de diseño de módulo de sub-reacción (k) para bases cementadas que cumplen con éste criterio se muestran en la tabla 2.5-2.

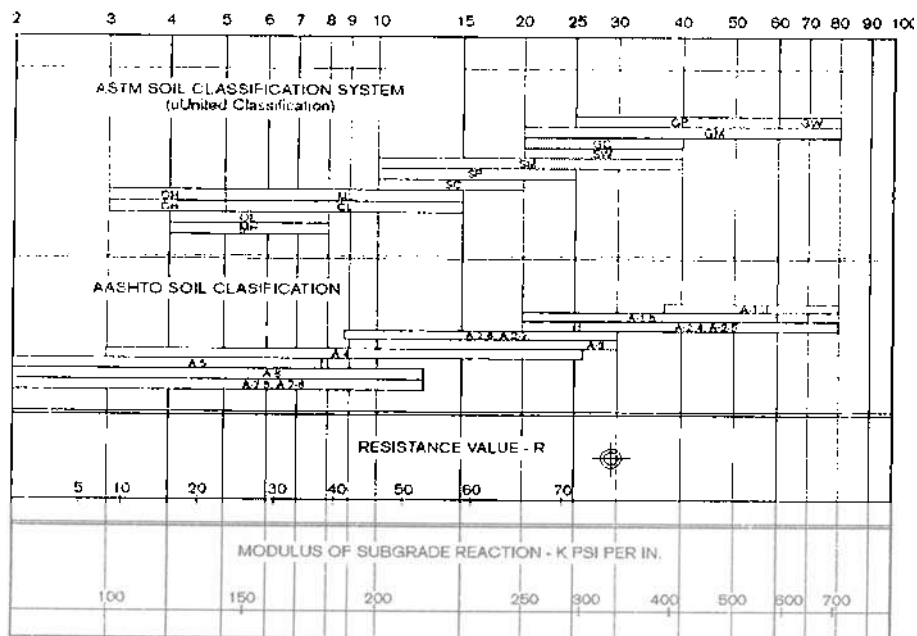


Figura 2.5-3 Relación aproximada entre las clasificaciones del suelo y sus valores de resistencia

Tabla 2.5-1 Incremento en el valor de k del suelo, según el espesor de una base granular.

Tabla 2.5-1 Incremento en el valor de k del suelo, según el espesor de una base granular.

k Suelo - Sub-base (pci)				
k del Suelo (pci)	Espesor de la sub-base			
	4"	6"	9"	12"
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Tabla 2.5-2 Incremento en el valor k del suelo, según el espesor de una base granular cementada.

k - Suelo - Sub-base (pci)				
k del Suelo (pci)	Espesor de la sub-base			
	4"	6"	8"	10"
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	-----

Período de Diseño

El término de período de diseño es algunas veces considerado sinónimo de período de análisis de tráfico. Dado que el tráfico muy probablemente no puede ser supuesto con precisión por un período muy largo, el período de diseño de 20 años es el comúnmente empleado en el procedimiento de diseño de pavimentos.

El período de diseño seleccionado afecta el espesor de diseño ya que determina por cuantos años y por ende para cuántos camiones deberá servir el pavimento. Los pavimentos de concreto se diseñan por fatiga (AASHTO) y por fatiga - erosión (PCA). La fatiga la podemos entender como el número de repeticiones ó ciclos de carga y descarga que actúan sobre un elemento. En realidad al establecer una vida útil de diseño, en realidad lo que estamos haciendo es tratar de estimar, en un período de tiempo, el número de repeticiones de carga a las que estará sometido el pavimento.

Períodos de Vida Útil Comunes

País ó Región	Vida Útil (años)
México	20 a 25
Estados Unidos	30 a 40
Europa	40 a más de 50

Número de Repeticiones Esperadas para cada Eje

Toda la información referente al tráfico termina siendo empleada para conocer el número de repeticiones esperadas, durante todo el período de diseño, de cada tipo de eje. Para poder conocer estos valores tendremos que conocer varios factores referentes al tránsito, como lo es el tránsito promedio diario anual (TPDA), el % que representa cada tipo de eje en el TPDA, el factor de crecimiento del tráfico, el factor de sentido, el factor de carril y el período de diseño.

Repeticiones Esperadas.

$$Re = TPDA \times \%Te \times FS \times FC \times Pd \times FCA \times 365$$

Donde:

TPDA = Tránsito Promedio Diario Anual. %

Te = % del TPDA para cada tipo de eje.

FS = Factor de Sentido.

FC = Factor de Carril.

Pd = Período de Diseño.

FCA = Factor de Crecimiento Anual.

365 = Días de un Año.

Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA)

El TPDA puede obtenerse de aforos especializados o de algún organismo relacionado con el transporte, ya sea municipal, estatal ó federal. Lo importante es que se especifique la composición de este tráfico, es decir que se detalle el tráfico por tipo de vehículo, para que de esta manera se pueda identificar los tipos y pesos de los ejes que van a circular sobre el pavimento.

El método de diseño de la PCA recomienda considerar únicamente el tráfico pesado, es decir que se desprece todo el tráfico ligero como automóviles y pick-ups de 4 llantas. De cualquier modo, no es tan importante hacer caso a esta recomendación, debido a que el tráfico ligero no influye demasiado en el diseño de espesores.

Factor de Crecimiento Anual (FCA)

Para conocer el factor de crecimiento anual se requiere únicamente el período de diseño, en años, y la tasa de crecimiento anual; con estos datos podemos calcularlo de manera rápida, con la ayuda de la tabla 2.5-3 que presenta relaciones entre tasas de crecimiento anual y factores de crecimiento anual para períodos de diseño de 20 y 40 años. Si se desea obtener el factor de crecimiento anual del tráfico (FCA) de manera más exacta, se puede obtener a partir de la siguiente fórmula:

$$FC = \frac{(1+g)^n - 1}{(g)(n)}$$

Donde:

FC = Factor de Crecimiento Anual.

n = Vida Útil en Años.

g = Tasa de Crecimiento Anual.

Tabla 2.5-3 Factores de Crecimiento Anual, según la tasa de crecimiento anual.

TASAS DE CRECIMIENTO ANUAL DE TRÁFICO Y SUS CORRESPONDIENTES FACTORES DE CRECIMIENTO		
TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRÁFICO, %	FACTOR DE CRECIMIENTO ANUAL PARA 20 AÑOS	FACTOR DE CRECIMIENTO ANUAL PARA 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

En un problema de diseño, el factor de proyección se multiplica por el TPDA presente, para obtener el TPDA de diseño, representando el valor promedio para el período.

Los siguientes factores influyen en las tasas de crecimiento anual y proyecciones de tráfico:

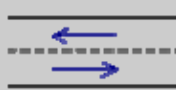

1. El tráfico atraído o desviado.
El incremento del tráfico existente debido a la rehabilitación de algún camino.
2. Crecimiento normal de tráfico.
El crecimiento normal provocado por el incremento del número de vehículos.
3. Tráfico generado.
El incremento provocado por los vehículos que no circularían por la vía si la nueva facilidad no se hubiese construido.
4. Tráfico por desarrollo.
El incremento provocado por cambios en el uso del suelo, debido a la construcción de la nueva vía.

Los efectos combinados provocan tasas de crecimiento anual de 2 al 6%. Estas tasas corresponden, como se muestra en la tabla 2.5.3, a factores de crecimiento del tráfico de 1.2 a 1.8%, diseñando a 20 años.

Factor de Sentido

El factor de sentido se emplea para diferenciar las vialidades de un sentido de las de doble sentido, de manera que para vialidades en doble sentido se utiliza un factor de 0.5 y para vialidades en un solo sentido un factor de 1.0.

En el caso de vialidades de doble sentido, generalmente se asume que el tránsito (en sus diferentes tipos y pesos) viaja en igual cantidad para cada dirección (FS=0.5). Sin embargo esto puede no aplicarse en algunos casos especiales en que muchos de los camiones viajan cargados en una dirección y regresan vacíos, si éste es el caso, se deberá hacer el ajuste apropiado y tomar en cuenta el sentido con mayor tráfico.

	Doble Sentido	Un Solo Sentido	Nota: Estos valores son sugeridos, lo más importante es utilizar un buen criterio.
Factor de Sentido	0.5	1.0	
			

Factor de Carril

Después de ser afectado el tráfico por el factor de sentido, también debemos de analizar el número de carriles por sentido mediante el factor de carril. Este factor da el porcentaje de vehículos que circulan por el carril de la derecha, que es el de más tráfico. Para esto, la PCA recomienda emplear la figura 2.5.4, en donde este factor depende del número de carriles por sentido ó dirección del tráfico y del tránsito promedio diario anual en un solo sentido.

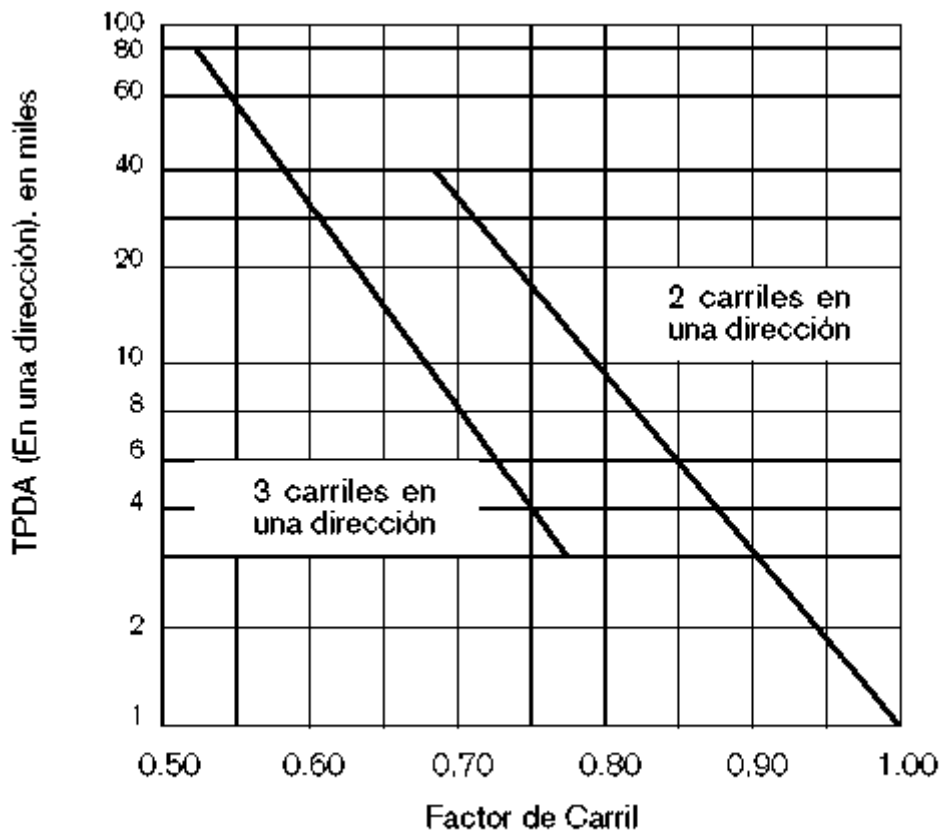


Figura 2.5-4 Proporción de Vehículos circulando por el carril de baja velocidad en una vialidad de 2 ó 3 carriles.

Factor de Seguridad de Carga

Una vez que se conoce la distribución de carga por eje, es decir ya que se conoce cuantas repeticiones se tendrán para cada tipo y peso de eje, se utiliza el factor de seguridad de carga para multiplicarse por las cargas por eje. El factor de seguridad de cargas considera las variaciones y sobrecargas que se pueden tener dentro del tráfico de diseño. las cargas del tráfico deberán ser multiplicadas por el Factor de Seguridad de Cargas (FSC).

La serviciabilidad final tiene que ver con la calificación que esperamos tenga el pavimento al final de su vida útil.

Factor de Seguridad de Cargas por PCA

Caso	FSC
Casos muy especiales (Altísimo tráfico, Cero mantenimiento)	1.3
Autopistas y caminos de alto volumen de tráfico	1.2
Carreteras y avenidas urbanas principales de tráfico moderado	1.1
Caminos, calles urbanas secundarias de bajo tráfico	1.0

PCA recomienda no utilizar valores de FSC mayores a 1.3

Modulo de Ruptura

Debido a que los pavimentos de concreto trabajan principalmente a flexión es recomendable que su especificación de resistencia sea acorde con ello, por eso el diseño considera la resistencia del concreto trabajando a flexión, que se le conoce como resistencia a la flexión por tensión (S_c) o Módulo de Ruptura (MR) normalmente especificada a los 28 días.

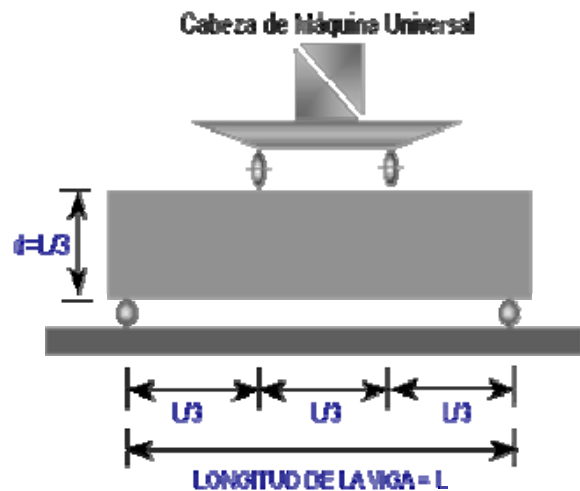
El módulo de ruptura se mide mediante ensayos de vigas de concreto aplicándoles cargas en los tercios de su claro de apoyo. Esta prueba esta normalizada por la ASTM C78. Existe una prueba similar con la aplicación de la carga al centro del claro que genera resultados diferentes de resistencia a la tensión (aproximadamente 15% a 20% mayores) pero que no son los que considera AASHTO para el diseño.

Especificación del Módulo de Ruptura Recomendado

Los valores recomendados para el Módulo de Ruptura varían desde los 41 kg/cm² (583 psi) hasta los 50 kg/cm² (711 psi) a 28 días dependiendo del uso que vayan a tener.

En seguida se muestran valores recomendados, sin embargo el diseñador deberá elegir de acuerdo a un buen criterio.

Pavimento	Módulo de Ruptura	
	Kg./Cm ²	psi
Autopistas	48.00	682.7
Carreteras	48.00	682.7
Zonas industriales	45.00	640.1
Urbanas principales	45.00	640.1
Urbanas secundarias	42.00	597.4

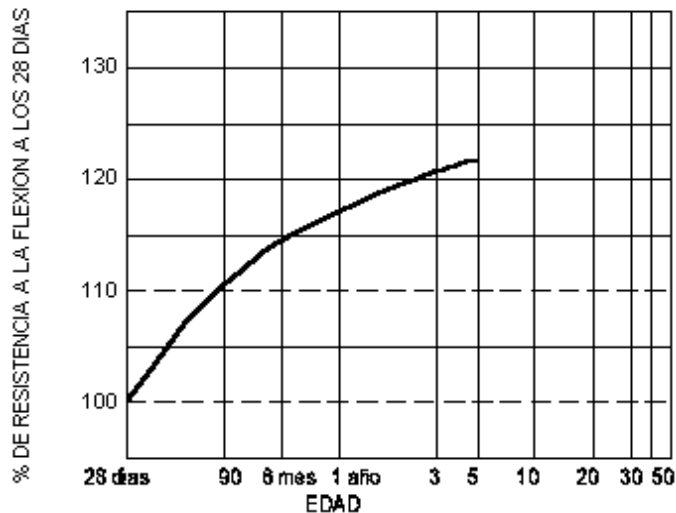


Módulo de Ruptura Promedio

La metodología de diseño de PCA permite utilizar la resistencia a la flexión promedio, que se haya obtenido del resultado de ensayos a flexión de las mezclas diseñadas para cumplir la resistencia específica del proyecto. Estos resultados dependen de las condiciones de control y calidad que tenga el fabricante de concreto en sus procesos. En todos los casos se recomienda que sea Concreto Premezclado. El método PCA considera una reducción de un 15% en el módulo de ruptura como factor de seguridad en el concreto, eso lo hace mediante el "Coeficiente de Variación del Concreto".

Factor de Seguridad Adicional.

El concreto continúa ganando resistencia con el paso del tiempo, como lo muestra la siguiente gráfica. Esta ganancia de resistencia es mostrada en la curva que representa valores de módulo de ruptura (MR) promedio para varias series de pruebas de laboratorio, pruebas de vigas curadas en campo y secciones de concreto tomadas de pavimentos en servicio.



El Módulo de elasticidad (Ec)

El Módulo de Elasticidad del concreto esta relacionado con su Módulo de Ruptura y se determina mediante la norma ASTM C469. El Módulo de Elasticidad del concreto esta relacionado con su Módulo de Ruptura, existen varios criterios con los que se puede estimar el Módulo de Elasticidad a partir del Módulo de Ruptura.

Criterios para estimar Módulo de Ruptura

<input type="checkbox"/>	$E_c = 6750 * MR$		
<input type="checkbox"/>	$E_c = 26454 * MR^{0.77}$	a =	26454
<input type="checkbox"/>	$E_c = a * MR^b$	b =	0.770
<input type="checkbox"/>	$E_c = x$	x =	40000

Módulo de Elasticidad a utilizar (psi)
4000000

Modulo de Poisson (μ)

La relación o Módulo de Poisson es el cociente de la deformación lateral entre la deformación, en dirección axial, entonces:

$$\mu = - \frac{\text{Deformación lateral}}{\text{Deformación axial}}$$

Para una barra a tensión, la deformación lateral representa una reducción en la anchura (deformación negativa) y la deformación axial representa un aumento en la longitud (deformación positiva). Para la compresión ocurre el caso contrario, la barra se acorta (deformación axial negativa) y se ensancha (deformación lateral positiva). Por lo tanto, la relación de Poisson (o Módulo de Poisson), tiene un valor positivo para muchos materiales. Los valores del Módulo de Poisson del concreto oscilan entre 0.10 y 0.20

Relación de Poisson recomendada

Caso	μ
PCA	0.15

Procedimiento de Diseño

El método descrito en ésta sección es empleado una vez que ya tenemos los datos del tráfico esperado, como el tránsito diario promedio anual y la composición vehicular del tráfico. Con esta información obtenemos el número de repeticiones esperadas para cada tipo de eje durante el período de diseño.

En la figura 2.5-5 se presenta un formato empleado para resolver el diseño de pavimentos, el cuál requiere de conocer algunos factores de diseño:

- Tipo de junta y acotamiento.
- Resistencia a la flexión del concreto (MR) a 28 días.
- El valor del módulo de reacción K del terreno de apoyo.
- Factor de seguridad de la carga (LSF).
- Número de repeticiones esperadas durante el período de diseño para cada tipo y peso de eje.

El Método Considera Dos Criterios de Diseño:

- **Fatiga.**
- **Erosión.**

El Análisis por fatiga (para controlar el agrietamiento), influye principalmente en el diseño de pavimentos de tráfico ligero (calles residenciales y caminos secundarios independientemente de si las juntas tienen ó no pasajuntas) y pavimentos con tráfico mediano con pasajuntas.

El análisis por erosión (para controlar la erosión del terreno de soporte, bombeo y diferencia de elevación de las juntas), influye principalmente en el diseño de pavimentos con tráfico de mediano a pesado, con transferencia de carga por trabazón de agregados (sin pasajuntas) y pavimentos de tráfico pesado con pasajuntas.

Para pavimentos que tienen una mezcla normal de pesos de ejes, las cargas en los ejes sencillos son usualmente más severas en el análisis por fatiga y las cargas en ejes tandem son más severas en el análisis por erosión.

El diseño del espesor se calcula por tanteos con ayuda del formato de diseño de espesores por el método de la PCA, que se presenta en la tabla 2.5.4. Los pasos en el procedimiento de diseño son: primero cargamos los datos de entrada que se presentan en la tabla 2.5.4 (columna 1 a la 3), los datos de la columna 2 son las cargas por eje multiplicadas por el factor de seguridad de carga.

Análisis por Fatiga

Se emplean las mismas tablas y figuras para pavimentos con ó sin pasajuntas, mientras que la única variable es si se cuenta ó no con apoyo lateral, de manera que:

Sin Apoyo Lateral.

- Use la tabla 2.5.5 y la figura 2.5.5.

Con Apoyo Lateral.

- Use la tabla 2.5.6 y la figura 2.5.5. Análisis por Fatiga.

Procedimiento:

1. Introducir como datos los valores de esfuerzo equivalente en las celdas 8, 11, 14 del formato de diseño de espesores. Estos valores se obtienen de las tablas apropiadas de factores de esfuerzos equivalentes (tablas 2.5.5 y 2.5.6), dependiendo del espesor inicial y el valor de k.
2. Dividir los valores de esfuerzo equivalente entre el módulo de ruptura del concreto, al resultado le llamamos relación de esfuerzos y vamos a obtener una para cada tipo de eje (sencillo, tándem y tridem). Estos valores los anotamos en el formato de diseño de espesores (tabla 2.5.4) en las celdas 9, 12 y 15.

3. Llenar la columna 4 de "repeticiones permisibles" obtenidas en la figura 2.5.5.
4. Obtener el % de fatiga de cada eje. El % de fatiga se anota en la columna 5 y se obtiene dividiendo las repeticiones esperadas, (columna 3), entre las repeticiones permisibles, (columna 4), por 100; esto se hace para cada eje y posteriormente se suman todos los porcentajes de daño por fatiga para obtener el porcentaje total.

Análisis por Erosión

Sin Apoyo Lateral.

- Para pavimentos con pasajuntas, emplear la tabla 2.5.7 y la figura 2.5.6.
- En los pavimentos en que la transferencia de carga se realiza exclusivamente mediante la trabazón de los agregados, use la tabla 2.5.8 y la figura 2.5.6.

Con Apoyo Lateral.

- Para pavimentos con pasajuntas ó continuamente reforzados, emplear la tabla 2.5.9 y en la figura 2.5.7
- En los pavimentos en que la transferencia de carga se realiza exclusivamente mediante la trabazón de los agregados, use la tabla 2.5.10 y la figura 2.5.7.

Procedimiento:

1. Anote en las celdas 10,13 y 16, del formato de diseño de espesores, los correspondientes factores de erosión obtenidos de las tablas adecuadas (tablas 2.5.7a2.5.10).
2. Calcule las "repeticiones permisibles" con ayuda de la figura 2.5.6 y la figura 2.5.7, y anótelos en la columna 6 del formato de diseño de espesores.
3. Calcule el porcentaje de daño por erosión (columna 7) para cada eje dividiendo las repeticiones esperadas (columna 3) entre las repeticiones permitidas (columna 6) y multiplicando el resultado por 100, para posteriormente totalizar el daño por erosión.

Al emplear las gráficas no es necesaria una exacta interpolación de las repeticiones permisibles. Si la línea de intersección corre por encima de la parte superior de la gráfica, se considera que las repeticiones de carga permisibles son ilimitadas.

Tabla 2.5.4 Formato para el diseño de espesores por el método de la PCA

CÁLCULO DE ESPESOR DEL PAVIMENTO

PROYECTO: Diseño inter-estatal de 4 carriles.

ESPESOR INICIAL:

MÓDULO DE REACCIÓN K, DE LA SUBRASANTE:

MÓDULO DE RUPTURA, MR:

FACTOR DE SEGURIDAD DE CARGA, LSF:

9.5 in

130 pci

650 psi

1.2

PASAJUNTAS: SI NO

APOYO LATERAL: SI NO

PERÍODO DE DISEÑO (AÑOS): 20

COMENTARIOS: 4" de base cementada

Carga del eje, en kips	Multiplicada por LSF	Repeticiones Esperadas	Análisis de Fatiga		Análisis de Erosión	
			Repeticiones Permisibles (FIG. 2.5.5)	% de Fatiga	Repeticiones Permisibles (FIG. 2.5.6 ó 2.5.7)	% de Daño
1	2	3	4	5	6	7

8. Esfuerzo equivalente

206

10. Factor de Erosión

2.59

9. Factor de relación de esfuerzo

0.317

Ejes Sencillos

30	36.0	6,310	27,000	23.4	1,500,000	0.4
28	33.6	14,690	77,000	19.1	2,200,000	0.7
26	31.2	30,140	230,000	13.1	3,500,000	0.9
24	28.8	64,410	1,200,000	5.4	5,900,000	1.1
22	26.4	106,900	ilimitado	0	11,000,000	1.0
20	24.0	235,800	ilimitado	0	23,000,000	1.0
18	21.6	301,200	ilimitado	0	64,000,000	0.5
16	19.2	422,500	ilimitado	0	ilimitado	0
14	16.8	586,900	ilimitado	0	ilimitado	0
12	14.4	1,837,000	ilimitado	0	ilimitado	0

11. Esfuerzo equivalente

192

13. Factor de Erosión

2.79

12. Factor de relación de esfuerzo

0.295**Ejes Tandem**

52	62.4	21,320	1,100,000	1.9	920,000	0.4
48	57.6	42,870	ilimitado	0	1,500,000	0.7
44	52.8	124,900	ilimitado	0	2,500,000	0.9
40	48.0	372,900	ilimitado	0	4,600,000	1.1
36	43.2	885,800	ilimitado	0	9,500,000	1.0
32	38.4	930,100	ilimitado	0	24,000,000	1.0
28	33.6	1,656,000	ilimitado	0	92,000,000	0.5
24	28.8	984,900	ilimitado	0	ilimitado	0
20	24.0	1,227,000	ilimitado	0	ilimitado	0
16	19.2	1,356,000	ilimitado	0	ilimitado	0

14. Esfuerzo equivalente

147

16. Factor de Erosion

2.95

15. Factor de relación de esfuerzo

0.226**Ejes Tridem**

54/3=18	21.6	250,000	ilimitado	0	2,600,000	9.6
---------	------	---------	-----------	---	-----------	-----

TOTAL	62.9	TOTAL	48.3
--------------	-------------	--------------	-------------

**Tabla 2.5.5 Esfuerzo Equivalente para Pavimentos Sin Apoyo Lateral.
Esfuerzo Equivalente - Sin Apoyo Lateral.
Eje Sencillo / Eje Tandem / Eje Tridem.**

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																				
	50			100			150			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri
4.0	825	679	510	726	585	456	671	542	437	634	516	428	584	486	419	523	457	414	484	443	412
4.5	899	586	439	616	500	390	571	460	359	540	435	349	498	406	339	488	378	331	417	363	328
5.0	602	516	387	631	436	328	493	399	305	467	376	293	432	349	282	390	321	272	363	307	269
5.5	526	461	347	464	387	290	431	353	266	409	331	258	379	305	240	343	278	250	320	264	226
6.0	465	416	315	411	348	261	382	316	237	362	295	223	336	271	209	304	246	198	285	232	193
6.5	417	380	289	367	317	238	341	286	214	314	267	201	300	244	186	273	220	173	256	207	168
7.0	375	349	267	331	290	219	307	262	196	292	244	183	272	222	167	246	199	154	231	186	148
7.5	340	323	247	300	269	203	279	241	181	265	224	168	246	203	153	224	181	139	210	169	132
8.0	311	300	230	274	249	189	255	223	168	242	208	156	225	188	141	205	167	126	192	155	120
8.5	285	281	215	252	232	177	234	208	159	222	193	145	206	174	131	188	154	116	177	143	109
9.0	264	264	200	232	218	166	216	195	148	205	181	136	190	163	122	174	144	108	163	133	101
9.5	245	248	187	215	205	157	200	183	140	190	170	129	176	153	115	161	134	101	151	124	93
10.0	228	235	174	200	193	148	186	173	132	177	160	122	164	144	109	150	126	95	141	117	87
10.5	213	222	163	187	183	140	174	164	125	165	151	115	153	136	103	140	119	89	132	110	82
11.0	200	211	153	175	174	132	163	155	119	154	143	110	144	129	98	131	113	85	123	104	78
11.5	189	201	142	165	165	125	153	148	113	145	136	104	135	122	93	123	107	80	116	98	74
12.0	177	192	133	155	158	119	144	141	108	137	130	100	127	116	89	116	102	77	109	93	70
12.5	168	183	123	147	151	113	136	135	103	129	124	95	120	111	85	109	97	73	103	89	67
13.0	159	176	114	139	144	107	129	129	98	122	119	91	113	106	81	103	93	70	97	85	64
13.5	152	168	105	132	138	101	122	123	93	116	114	87	107	102	78	98	89	67	92	81	64
14.0	144	162	97	125	133	98	116	118	89	110	109	83	102	98	75	93	85	65	88	78	59

Tabla 2.5.5 Esfuerzo Equivalente para Pavimentos Con Apoyo Lateral.
Esfuerzo Equivalente - Con Apoyo Lateral.
Eje Sencillo / Eje Tandem / Eje Tridem.

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																				
	50			100			150			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri
4.0	640	534	431	559	468	392	517	439	377	489	422	369	452	403	362	409	368	360	383	354	359
4.5	547	461	365	479	400	328	444	371	313	421	356	305	390	338	297	355	322	292	333	316	291
5.0	475	404	317	417	349	281	387	323	266	367	308	258	341	290	250	311	274	244	294	267	242
5.5	418	360	279	368	309	246	342	285	231	324	271	223	302	254	214	276	238	208	261	231	206
6.0	372	325	249	327	277	218	304	255	204	289	241	196	270	225	187	247	210	180	234	206	176
6.5	334	295	225	294	251	198	274	230	183	260	218	175	243	203	166	223	188	159	212	180	156
7.0	302	270	204	266	230	179	248	210	165	236	199	158	220	184	149	209	170	142	192	162	138
7.5	275	250	187	243	211	162	226	193	151	215	182	143	201	168	135	185	155	127	176	148	124
8.0	252	232	172	222	196	149	207	179	138	197	168	131	185	155	123	170	142	116	162	135	112
8.5	232	216	159	205	182	138	191	166	128	182	156	121	170	144	113	157	131	106	150	125	102
9.0	215	202	147	190	171	129	177	155	119	169	146	112	158	134	105	146	122	98	139	116	94
9.5	200	190	134	176	160	120	164	146	111	157	137	105	147	126	98	136	114	91	129	108	87
10.0	186	179	127	164	151	112	153	137	104	146	129	98	137	118	91	127	107	84	121	101	81
10.5	174	170	119	154	143	105	144	130	97	137	121	92	128	111	86	119	101	79	113	95	76
11.0	164	161	111	144	135	99	135	123	92	129	115	87	120	105	81	112	95	74	106	90	71
11.5	154	153	104	136	129	93	127	117	86	121	109	82	113	100	78	105	90	70	100	85	67
12.0	145	146	97	128	122	88	120	111	82	114	104	78	107	95	72	99	86	66	95	81	63
12.5	137	139	91	121	117	83	113	106	78	108	99	74	101	91	68	94	82	63	90	77	60
13.0	130	133	85	115	112	79	107	101	74	102	95	70	96	86	65	89	78	60	85	73	57
13.5	124	124	80	109	107	75	102	97	70	97	91	67	91	83	62	85	74	57	81	70	54
14.0	118	122	76	104	103	71	97	93	67	93	87	63	87	79	60	81	71	54	77	67	51

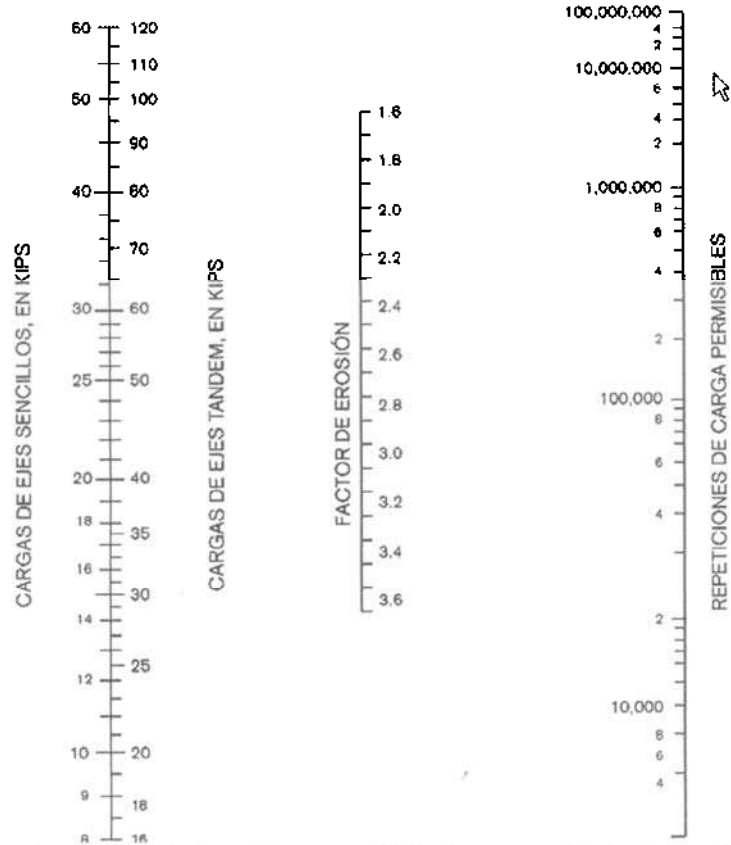


Figura 2.5.7 Análisis de Erosión. (Repeticiones permisibles basadas en el factor de erosión, con apoyo lateral).

No. 2.5.7 - Factores de Erosión, para Pavimentos Con Pasajuntas y Sin Apoyo Lateral.
Factores de Erosión - Con Pasajuntas - Sin Apoyo Lateral.
Eje Sencillo / Eje Tandem / Eje Tridem.

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																	
	50			100			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri
4.0	3.74	3.83	3.89	3.73	3.79	3.82	3.72	3.75	3.75	3.71	3.73	3.70	3.70	3.61	3.68	3.67	3.53	
4.5	3.59	3.70	3.78	3.57	3.65	3.69	3.56	3.61	3.62	3.55	3.58	3.57	3.54	3.55	3.50	3.52	3.53	3.44
5.0	3.45	3.58	3.68	3.43	3.52	3.58	3.42	3.48	3.50	3.41	3.45	3.46	3.40	3.42	3.40	3.38	3.40	3.34
5.5	3.33	3.47	3.59	3.31	3.41	3.49	3.29	3.36	3.40	3.28	3.33	3.36	3.27	3.30	3.30	3.26	3.28	3.25
6.0	3.22	3.38	3.51	3.19	3.31	3.40	3.18	3.26	3.31	3.17	3.23	3.28	3.15	3.20	3.21	3.14	3.17	3.16
6.5	3.11	3.29	3.44	3.09	3.22	3.33	3.07	3.16	3.23	3.06	3.13	3.18	3.05	3.10	3.12	3.03	3.07	3.08
7.0	3.02	3.21	3.37	2.99	3.14	3.26	2.97	3.08	3.16	2.96	3.05	3.10	2.95	3.01	3.04	2.94	2.98	3.00
7.5	2.93	3.14	3.31	2.91	3.06	3.20	2.88	3.00	3.09	2.87	2.97	3.03	2.86	2.93	2.97	2.84	2.90	2.93
8.0	2.85	3.07	3.26	2.82	2.99	3.14	2.80	2.93	3.03	2.79	2.89	2.97	2.77	2.85	2.90	2.76	2.82	2.86
8.5	2.77	3.01	3.20	2.74	2.93	3.09	2.72	2.86	2.97	2.71	2.82	2.91	2.69	2.78	2.84	2.68	2.75	2.79
9.0	2.70	2.96	3.15	2.67	2.87	3.04	2.65	2.80	2.92	2.63	2.76	2.86	2.62	2.71	2.78	2.61	2.68	2.73
9.5	2.63	2.90	3.11	2.60	2.81	2.99	2.58	2.74	2.87	2.56	2.70	2.81	2.55	2.65	2.73	2.54	2.62	2.68
10.0	2.56	2.85	3.06	2.54	2.76	2.94	2.51	2.68	2.83	2.50	2.64	2.76	2.48	2.59	2.68	2.47	2.56	2.63
10.5	2.50	2.81	3.02	2.47	2.71	2.90	2.45	2.63	2.78	2.44	2.59	2.72	2.42	2.54	2.64	2.41	2.51	2.58
11.0	2.44	2.76	2.98	2.42	2.67	2.86	2.39	2.58	2.74	2.38	2.54	2.68	2.36	2.49	2.59	2.35	2.45	2.54
11.5	2.38	2.72	2.94	2.36	2.62	2.82	2.33	2.54	2.70	2.32	2.49	2.64	2.30	2.44	2.55	2.29	2.40	2.50
12.0	2.33	2.68	2.91	2.30	2.58	2.79	2.29	2.49	2.67	2.26	2.44	2.60	2.25	2.39	2.51	2.28	2.36	2.46
12.5	2.28	2.64	2.87	2.25	2.54	2.75	2.23	2.45	2.63	2.21	2.40	2.56	2.19	2.35	2.48	2.18	2.31	2.42
13.0	2.23	2.61	2.84	2.20	2.50	2.72	2.18	2.41	2.60	2.16	2.38	2.53	2.14	2.30	2.44	2.13	2.27	2.38
13.5	2.18	2.57	2.81	2.15	2.47	2.68	2.13	2.37	2.56	2.11	2.32	2.49	2.09	2.26	2.41	2.08	2.23	2.35
14.0	2.13	2.54	2.78	2.11	2.43	2.65	2.09	2.34	2.53	2.07	2.29	2.46	2.05	2.23	2.38	2.03	2.19	2.32

Tabla No. 2.5.8 - Factores de erosión, para Pavimentos Sin Pasajuntas y Sin Apoyo Lateral.

Factores de Erosión - Sin Pasajuntas - Sin Apoyo Lateral.
Eje Sencillo / Eje Tandem / Eje Tridem.

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																	
	50			100			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri
4.0	3.94	4.03	4.06	3.91	3.95	3.97	3.88	3.89	3.88	3.86	3.86	3.82	3.82	3.83	3.74	3.77	3.80	3.87
4.5	3.79	3.91	3.95	3.76	3.82	3.85	3.73	3.75	3.76	3.71	3.72	3.70	3.68	3.68	3.63	3.64	3.65	3.56
5.0	3.66	3.91	3.85	3.63	3.72	3.75	3.60	3.64	3.66	3.58	3.60	3.60	3.55	3.55	3.52	3.52	3.52	3.46
5.5	3.54	3.72	3.76	3.51	3.62	3.66	3.48	3.53	3.56	3.46	3.49	3.51	3.43	3.44	3.43	3.41	3.40	3.37
6.0	3.44	3.64	3.68	3.40	3.53	3.58	3.37	3.44	3.48	3.35	3.40	3.42	3.32	3.34	3.35	3.30	3.30	3.29
6.5	3.34	3.56	3.61	3.30	3.46	3.50	3.26	3.36	3.40	3.25	3.31	3.34	3.22	3.25	3.27	3.20	3.21	3.21
7.0	3.26	3.49	3.54	3.21	3.39	3.43	3.17	3.29	3.33	3.15	3.24	3.27	3.13	3.17	3.20	3.11	3.19	3.14
7.5	3.18	3.43	3.48	3.13	3.32	3.37	3.09	3.22	3.26	3.07	3.17	3.20	3.04	3.10	3.13	3.02	3.06	3.08
8.0	3.11	3.37	3.42	3.05	3.26	3.31	3.01	3.16	3.20	2.99	3.10	3.14	2.98	3.03	3.07	2.94	2.99	3.01
8.5	3.04	3.32	3.37	2.98	3.21	3.25	2.93	3.10	3.15	2.91	3.04	3.09	2.88	2.97	3.01	2.87	2.93	2.96
9.0	2.98	3.27	3.32	2.91	3.16	3.20	2.86	3.05	3.09	2.84	2.99	3.03	2.81	2.92	2.95	2.79	2.87	2.90
9.5	2.92	3.22	3.27	2.85	3.11	3.15	2.80	3.00	3.04	2.77	2.94	2.98	2.75	2.86	2.90	2.78	2.81	2.85
10.0	2.86	3.18	3.22	2.79	3.06	3.11	2.74	2.95	3.00	2.71	2.89	2.93	2.68	2.81	2.85	2.66	2.76	2.80
10.5	2.81	3.14	3.18	2.74	3.02	3.06	2.68	2.91	2.95	2.65	2.84	2.89	2.62	2.76	2.81	2.60	2.72	2.76
11.0	2.77	3.10	3.14	2.69	2.98	3.02	2.63	2.86	2.91	2.60	2.80	2.84	2.57	2.72	2.77	2.54	2.67	2.71
11.5	2.72	3.06	3.10	2.64	2.94	2.98	2.58	2.82	2.87	2.55	2.76	2.80	2.51	2.68	2.72	2.49	2.63	2.67
12.0	2.68	3.03	3.07	2.60	2.90	2.95	2.55	2.78	2.83	2.50	2.72	2.76	2.46	2.64	2.68	2.44	2.59	2.63
12.5	2.64	2.99	3.03	2.55	2.87	2.91	2.48	2.75	2.79	2.45	2.68	2.73	2.41	2.60	2.65	2.39	2.55	2.59
13.0	2.60	2.96	3.00	2.51	2.83	2.88	2.44	2.71	2.76	2.40	2.65	2.69	2.36	2.56	2.61	2.34	2.51	2.56
13.5	2.56	2.93	2.97	2.47	2.80	2.84	2.40	2.68	2.73	2.36	2.61	2.66	2.32	2.53	2.58	2.30	2.48	2.52
14.0	2.53	2.90	2.94	2.44	2.77	2.81	2.36	2.65	2.69	2.32	2.58	2.63	2.28	2.50	2.54	2.25	2.44	2.48

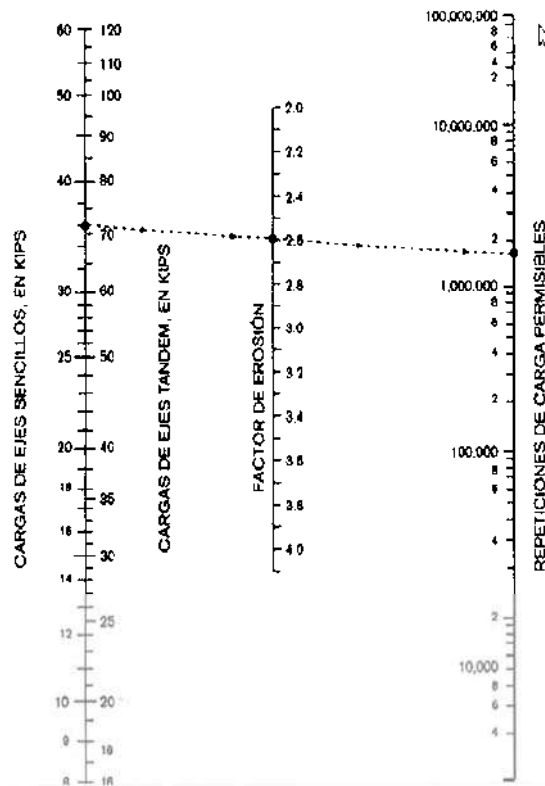


Figura 2.5.6 Análisis de Erosión. (Repeticiones permisibles basadas en el factor de erosión, sin apoyo lateral).

Tabla No. 2.5.9 - Factores de Erosión, para Pavimentos Con Pasajuntas y Con Apoyo Lateral.
Factores de Erosión - Con Pasajuntas - Con Apoyo Lateral.
Eje Sencillo / Eje Tandem / Eje Tridem.

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																	
	50			100			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri
4.0	3.28	3.30	3.33	3.24	3.20	3.20	3.21	3.13	3.13	3.19	3.10	3.10	3.15	3.09	3.05	3.12	3.08	3.00
4.5	3.13	3.19	3.24	3.09	3.08	3.10	3.06	3.00	2.99	3.04	2.96	2.95	3.01	2.93	2.91	2.98	2.91	2.87
5.0	3.01	3.09	3.16	2.97	2.98	3.01	2.93	2.89	2.89	2.90	2.84	2.83	2.87	2.79	2.79	2.85	2.77	2.75
5.5	2.90	3.01	3.09	2.85	2.89	2.94	2.81	2.79	2.80	2.79	2.74	2.74	2.76	2.68	2.67	2.73	2.65	2.64
6.0	2.79	2.93	3.03	2.75	2.82	2.87	2.70	2.71	2.73	2.68	2.65	2.66	2.65	2.58	2.58	2.62	2.54	2.54
6.5	2.70	2.86	2.97	2.65	2.75	2.82	2.61	2.63	2.67	2.58	2.57	2.59	2.55	2.50	2.50	2.52	2.45	2.45
7.0	2.61	2.79	2.82	2.56	2.68	2.76	2.52	2.56	2.61	2.49	2.50	2.53	2.46	2.42	2.43	2.43	2.38	2.37
7.5	2.53	2.73	2.87	2.48	2.62	2.72	2.44	2.50	2.56	2.41	2.44	2.47	2.38	2.36	2.37	2.35	2.31	2.31
8.0	2.46	2.68	2.83	2.41	2.56	2.67	2.36	2.44	2.51	2.33	2.38	2.42	2.30	2.30	2.32	2.27	2.24	2.25
8.5	2.39	2.62	2.79	2.34	2.51	2.63	2.28	2.39	2.47	2.26	2.32	2.38	2.22	2.24	2.27	2.20	2.18	2.20
9.0	2.32	2.57	2.75	2.27	2.46	2.59	2.22	2.34	2.43	2.19	2.27	2.34	2.16	2.19	2.23	2.13	2.13	2.15
9.5	2.26	2.52	2.71	2.21	2.41	2.55	2.16	2.29	2.39	2.13	2.22	2.30	2.09	2.14	2.18	2.07	2.08	2.11
10.0	2.20	2.47	2.67	2.15	2.36	2.51	2.10	2.25	2.35	2.07	2.18	2.26	2.03	2.09	2.15	2.01	2.03	2.07
10.5	2.15	2.43	2.64	2.09	2.32	2.48	2.04	2.20	2.32	2.01	2.14	2.23	1.97	2.05	2.11	1.95	1.98	2.04
11.0	2.10	2.39	2.60	2.04	2.28	2.45	1.99	2.16	2.29	1.95	2.09	2.20	1.92	2.01	2.08	1.89	1.95	2.00
11.5	2.05	2.35	2.57	1.99	2.24	2.42	1.93	2.12	2.26	1.90	2.05	2.16	1.87	1.97	2.05	1.84	1.91	1.97
12.0	2.00	2.31	2.54	1.94	2.20	2.39	1.88	2.09	2.23	1.85	2.02	2.13	1.82	1.93	2.02	1.79	1.87	1.94
12.5	1.95	2.27	2.51	1.89	2.16	2.36	1.84	2.05	2.20	1.81	1.98	2.11	1.77	1.89	1.99	1.74	1.84	1.91
13.0	1.91	2.23	2.48	1.85	2.13	2.33	1.79	2.04	2.17	1.76	1.95	2.08	1.72	1.86	1.96	1.70	1.80	1.88
13.5	1.86	2.20	2.46	1.81	2.09	2.30	1.75	1.98	2.14	1.72	1.91	2.05	1.68	1.83	1.93	1.65	1.77	1.86
14.0	1.82	2.17	2.43	1.76	2.06	2.28	1.71	1.95	2.12	1.67	1.88	2.03	1.64	1.80	1.91	1.61	1.74	1.83

Tabla No. 2.5.10 - Factores de Erosión, para Pavimentos Sin Pasajuntas y Con Apoyo Lateral.
Factores de Erosión - Sin Pasajuntas - Sin Apoyo Lateral.
Eje Sencillo / Eje Tandem / Eje Tridem.

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																	
	50			100			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri
4.0	3.46	3.49	3.50	3.42	3.39	3.36	3.38	3.32	3.30	3.36	3.29	3.25	3.32	3.26	3.21	3.28	3.24	3.16
4.5	3.32	3.39	3.40	3.28	3.28	3.28	3.24	3.19	3.18	3.22	3.16	3.13	3.19	3.12	3.08	3.15	3.09	3.04
5.0	3.20	3.30	3.32	3.16	3.18	3.19	3.12	3.09	3.08	3.10	3.05	3.03	3.07	3.00	2.97	3.04	2.97	2.93
5.5	3.10	3.22	3.26	3.05	3.10	3.11	3.01	3.00	3.00	2.99	2.95	2.94	2.96	2.80	2.87	2.93	2.86	2.83
6.0	3.00	3.15	3.20	2.95	3.02	3.05	2.90	2.92	2.92	2.88	2.87	2.86	2.86	2.61	2.79	2.83	2.77	2.74
6.5	2.91	3.08	3.41	2.86	2.96	2.99	2.81	2.85	2.86	2.79	2.79	2.79	2.76	2.73	2.72	2.74	2.68	2.67
7.0	2.83	3.02	3.09	2.77	2.90	2.94	2.73	2.78	2.80	2.70	2.72	2.73	2.68	2.66	2.65	2.65	2.61	2.0
7.5	2.76	2.97	3.05	2.70	2.84	2.89	2.65	2.72	2.75	2.62	2.66	2.67	2.60	2.59	2.59	2.57	2.54	2.54
8.0	2.69	2.92	3.01	2.60	2.79	2.84	2.57	2.67	2.70	2.55	2.61	2.62	2.52	2.53	2.54	2.50	2.48	2.48
8.5	2.63	2.88	2.97	2.56	2.74	2.80	2.51	2.62	2.65	2.48	2.55	2.58	2.45	2.48	2.49	2.43	2.43	2.43
9.0	2.57	2.83	2.94	2.50	2.70	2.77	2.44	2.57	2.61	2.42	2.51	2.53	2.39	2.43	2.44	2.36	2.38	2.38
9.5	2.51	2.79	2.91	2.44	2.65	2.73	2.38	2.53	2.58	2.38	2.46	2.49	2.33	2.38	2.40	2.30	2.33	2.34
10.0	2.46	2.75	2.88	2.39	2.61	2.70	2.33	2.49	2.54	2.30	2.51	2.46	2.27	2.34	2.36	2.24	2.28	2.29
10.5	2.41	2.72	2.85	2.33	2.58	2.67	2.27	2.45	2.51	2.24	2.38	2.42	2.21	2.30	2.32	2.19	2.24	2.26
11.0	2.36	2.68	2.83	2.28	2.54	2.65	2.22	2.41	2.48	2.19	2.34	2.39	2.16	2.26	2.29	2.14	2.20	2.22
11.5	2.32	2.65	2.80	2.24	2.51	2.62	2.17	2.37	2.45	2.14	2.31	2.36	2.11	2.22	2.26	2.09	2.16	2.19
12.0	2.28	2.62	2.78	2.19	2.48	2.59	2.13	2.34	2.64	2.10	2.27	2.33	2.06	2.19	2.23	2.01	2.13	2.16
12.5	2.24	2.59	2.76	2.15	2.45	2.57	2.09	2.31	2.40	2.05	2.24	2.31	2.02	2.15	2.20	1.99	2.10	2.13
13.0	2.20	2.56	2.74	2.11	2.42	2.55	2.04	2.28	2.38	2.01	2.21	2.28	1.98	2.15	2.17	1.95	2.06	2.10
13.5	2.16	2.53	2.72	2.08	2.39	2.53	2.00	2.25	2.35	1.97	2.18	2.26	1.93	2.09	2.15	1.91	2.03	2.07
14.0	2.13	2.51	2.70	2.04	2.36	2.51	1.97	2.23	2.33	1.93	2.15	2.24	1.89	2.06	2.12	1.87	2.00	2.05

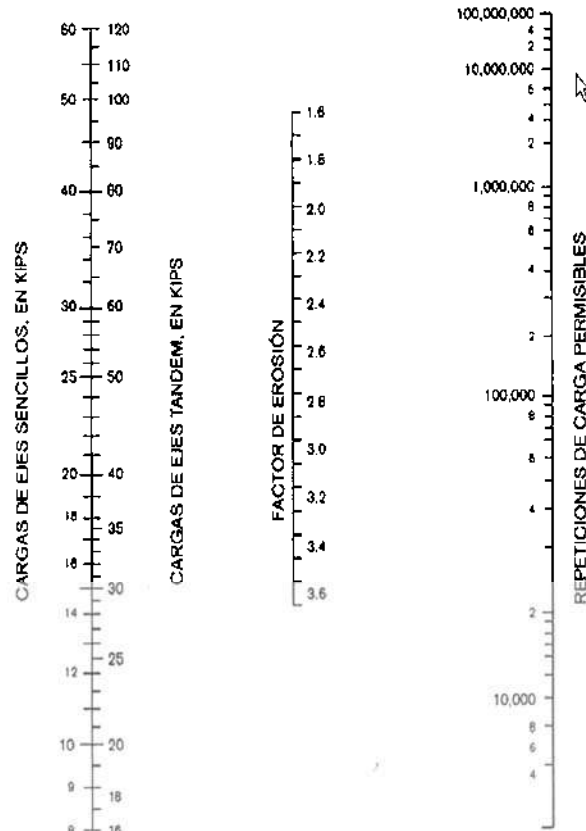


Figura 2.5.7 Análisis de Erosión. (Repeticiones permisibles basadas en el factor de erosión, con apoyo lateral).

Ejemplo de Diseño por el Método de la PCA

Datos:

Vialidad Urbana de 2 sentidos y de 2 carriles por sentido.
 Sin Apoyo Lateral, Con Pasajuntas.
 Módulo de Ruptura (MR) del concreto= 650 psi.
 Módulo de Sub-reacción del Suelo (k) = 100 pci.
 Base granular de 20 cm.
 Factor de seguridad de carga de 1.1.

Datos del Tráfico:

Período de diseño. 20 años
 Tasa de crecimiento anual del tráfico. 3.0 %

Se realizó un aforo durante varios días y además se promedió con el tráfico, ya conocido, de otras vialidades en condiciones muy similares, resultando un tránsito promedio diario anual (TPDA) de 2,267 vehículos en una sola dirección, con la siguiente composición:

Tabla 2.5.11 Tránsito promedio diario anual y su composición para el ejemplo de diseño PCA.

TIPO DE VEHICULO	TOTAL DIARIOS	% DEL TPDA	CARGADOS	VACIOS
A2	1,315	58.0%	100%	0%
A'2	433	19.1%	100%	0%
B2	168	7.4%	60%	40%
B4	52	2.3%	60%	40%
C2	202	8.9%	60%	40%
C3	25	1.1%	60%	40%
T2-S2	4	0.2%	60%	40%
T3-S2	56	2.5%	60%	40%
T3-S3	10	0.4%	60%	40%
T3-S2-R4	2	0.1%	60%	40%
	2,267	100.0%		

Solución

Análisis del tráfico para conocer el número de repeticiones esperadas para cada eje.

Tránsito pesado promedio diario anual (ADTT)

El método de la PCA descarta el tráfico ligero como los vehículos A' y A'2, sin embargo para efectos de este ejemplo sí los vamos a considerar en el diseño, aún sabiendo que su impacto es mínimo. Por lo que el ADTT equivale al tránsito promedio diario anual (TPDA) dado.

Factor de Sentido

Dado que los datos del aforo son en un solo sentido, entonces el factor de sentido a emplear será de 1.00.

Factor de Carril

En los datos generales del proyecto se menciona que la vialidad cuenta con 2 carriles por sentido, así que para determinar el factor de carril a emplear se utilizará la figura 2.5-4, entrando con el TPDA de 2,267 vehículos (incluyendo los ligeros), hasta encontrar la línea de 2 carriles en una dirección, de manera que obtenemos un 94% de vehículos circulando por el carril de la derecha: un factor de carril de 0.94.

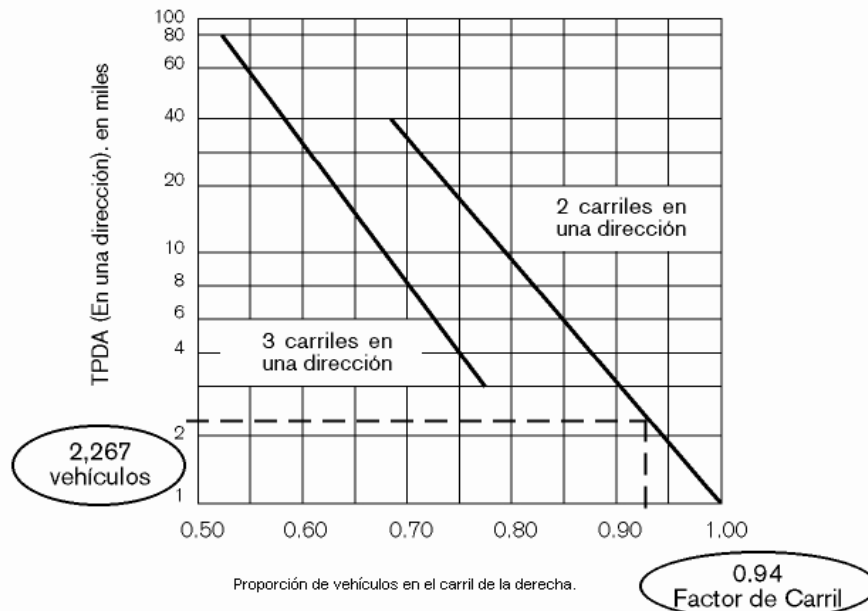


Figura 2.5.8 Cálculo del factor de carril para el ejemplo de diseño PCA.

Factor de Crecimiento Anual

Para el cálculo del factor del crecimiento anual se emplean los datos de período de diseño igual a 20 años y la tasa de crecimiento anual de 3%, resultando un factor de crecimiento anual de 1.3435.

$$FCA = \frac{(1 + 0.03)^{20} - 1}{(0.03)(20)} = 1.3435$$

Repeticiones Esperadas para cada Tipo de Eje

Ya que conocemos los tipos de vehículos y la cantidad de ellos (repeticiones esperadas) que van a circular sobre el pavimento, a continuación se separa la repetición para cada tipo de eje; esto es, para cada peso de eje (recordar que tenemos unos cargados y otros vacíos) y para cada tipo; ejes sencillos, tándem o tridem.

Para efectos del ejemplo únicamente analizaremos un tipo de eje y presentaremos más adelante los resultados de todos los tipos de ejes.

El eje sencillo de 6.6 kips únicamente interviene en el conjunto de ejes traseros del camión de 2 ejes (C2), cuando éste circula vacío, por lo que las repeticiones esperadas de este tipo de eje serán:

En el Primer Año:

$$\text{Rep. Esperadas} = (\text{Rep. Diarias del eje}) \times (\% \text{ Cargado ó Vacío}) \times (\text{Factor de Sentido})$$

$$\times (\text{Factor de Carril}) \times (365)$$

$$\text{Rep. Esperadas} = 202 \times 0.40 \times 1.0 \times 0.94 \times 365$$

$$\text{Rep. Esperadas} = 27,722.48$$

En toda la Vida Útil:

$$\text{Rep. Esperadas} = (\text{Rep. 1er año}) \times (\text{Período de diseño}) \times (\text{Factor de Crecimiento})$$

Anual)

$$\text{Rep. Esperadas} = 27,722.48 \times 20 \times 1.3435$$

$$\text{Rep. Esperadas} = 744,903$$

De igual manera, como se calcularon las repeticiones permisibles para el eje sencillo de 6.6 kips, se deberán analizar todos los tipos de ejes derivados de la composición vehicular del tránsito promedio diario anual. Los resultados de las repeticiones esperadas para todos los tipos de ejes que intervienen en nuestro proyecto se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 2.5.11 Repeticiones esperadas para cada tipo de eje en el ejemplo de diseño PCA.

TIPO DE EJE	PESO EN KIPS	REPETICIONES AL AÑO	REPETICIONES EN LA VIDA ÚTIL
Sencillo	2.20	902,353	24,246,563
Sencillo	3.74	148,562	3,991,917
Sencillo	6.60	27,723	744,903
Sencillo	7.70	51,300	1,378,450
Sencillo	8.36	148,562	3,991,917
Sencillo	8.80	13,244	355,671
Sencillo	12.10	96,075	2,581,571
Sencillo	15.40	23,056	619,523
Sencillo	22.00	76,950	2,067,675
Tándem	7.04	288	7,739
Tándem	7.26	288	7,739
Tándem	7.70	288	7,739
Tándem	8.80	17,553	471,656
Tándem	9.90	3,376	90,714
Tándem	11.00	7,164	192,499
Tándem	15.40	10,746	288,749
Tándem	17.60	7,164	192,499
Tándem	30.80	10,746	288,749
Tándem	39.60	32,691	878,419
Tridem	*11.00	1,400	37,619
Tridem	*49.50	2,100	56,428

* El peso por eje, de los ejes tridem, se deberá dividir entre tres para poder emplear la escala de los ejes sencillos en los nomogramas de repeticiones permisibles, tanto de fatiga como de erosión (figuras 2.5.5, 2.5.6 y 2.5.7).

Cálculo del Módulo de Sub-Reacción (k) de Diseño

El valor de k = 100 pci es del terreno natural y como tenemos una base granular de 20 cms, la k se modifica, resultando la k del conjunto suelo - subbase con un valor de 153.33 pci (=150 pci para simplificar el ejemplo), de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 2.5.12 Cálculo de la k de conjunto suelo-subbase para el ejemplo de diseño PCA.

k Suelo - Sub-base (pci)				
k del Suelo (pci)	Espesor de la sub-base			
	4"	6"	9"	12"
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Esfuerzo Equivalente

Con los datos de un espesor inicial de 8.5" y una k de diseño de 150 pci, entramos a la siguiente tabla para encontrar los esfuerzos equivalentes para los ejes sencillo, tándem y tridem, resultando de 234, 208 y 158 respectivamente.

Tabla 2.5.12 Cálculo del esfuerzo equivalente para los ejes sencillos, tandem y tridem en el ejemplo de diseño PCA.

Esfuerzo Equivalente - Sin Apoyo Lateral. Eje Sencillo / Eje Tándem / Eje Tridem.

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																					
	50			100			150			200			300			500			700			
	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	
4.0	825	679	510	726	585	453	671	542	437	334	516	428	584	486	419	523	457	414	484	443	412	
4.5	699	586	439	616	500	380	571	460	359	340	435	349	498	406	339	488	378	331	417	363	328	
5.0	602	516	387	531	436	329	493	399	305	267	376	293	432	349	292	390	321	272	363	307	269	
5.5	526	461	347	464	387	290	431	353	266	209	331	253	379	305	240	343	278	230	320	264	226	
6.0	465	416	315	411	348	261	382	316	237	162	296	223	336	271	209	304	246	198	285	232	193	
6.5	417	380	289	367	317	238	341	286	214	134	267	201	300	244	186	273	220	173	256	207	168	
7.0	375	349	267	331	290	219	307	262	196	122	244	183	272	222	167	246	199	154	231	186	148	
7.5	340	323	247	300	268	203	279	241	181	105	224	169	246	203	153	224	181	139	210	169	132	
8.0	311	300	230	274	249	189	255	223	168	92	212	208	156	225	186	141	205	167	126	192	155	120
8.5	285	281	215	252	232	177	234	208	158	82	212	193	145	206	174	131	188	154	116	177	143	109
9.0	264	264	200	232	218	166	216	195	148	72	205	181	138	190	163	122	174	144	108	163	133	101
9.5	245	248	187	215	205	157	200	183	140	62	190	170	129	176	153	115	161	134	101	151	124	93
10.0	228	235	174	200	193	148	186	173	132	52	177	160	122	164	144	108	150	126	95	141	117	87
10.5	213	222	163	187	183	140	174	164	125	42	165	151	115	153	136	103	140	119	89	132	110	82
11.0	200	211	153	175	174	132	163	155	119	32	154	143	110	144	129	98	131	113	85	123	104	78
11.5	188	201	142	165	165	125	153	148	113	22	145	136	104	135	122	93	123	107	80	116	98	74
12.0	177	192	133	155	156	119	144	141	108	12	137	130	100	127	116	89	116	102	77	109	93	70
12.5	168	183	123	147	151	113	136	135	103	12	129	124	95	120	111	85	109	97	73	103	89	67
13.0	159	176	114	139	144	107	129	129	98	12	122	119	91	113	106	81	103	93	70	97	85	64
13.5	152	168	105	132	138	101	122	123	93	11	116	114	87	107	102	78	98	89	67	92	81	64
14.0	144	162	97	125	133	96	118	118	89	10	110	109	83	102	98	75	93	85	65	88	78	59

Relación de Esfuerzos

La relación de esfuerzos se calcula dividiendo el esfuerzo equivalente entre el módulo de ruptura, por lo que la relación de esfuerzos para los ejes sencillos será de 0.36, para los ejes tándem de 0.32 y finalmente para los ejes tridem de 0.24.

Análisis de Fatiga

Para calcular las repeticiones permisibles para cada tipo de eje, por el análisis por fatiga, se emplea un nomograma, el peso y tipo del eje, así como su relación de esfuerzos.

En el caso del eje sencillo de 22 kips, se entra a la figura con la carga ya multiplicada por su factor de seguridad; la carga en el eje será de 24.2 kips, se une con el valor de relación de esfuerzo de 0.36, de manera que uniendo los dos puntos con una línea recta y extendiéndola hasta la escala de repeticiones permisibles, encontramos el valor de 3'300,000 de repeticiones permisibles para eje en específico.

Este mismo procedimiento se hace para todos los ejes y se van anotando las repeticiones permisibles encontradas en la columna 4 del formato de hoja de calculo para el diseño de espesores que se presenta en la figura 2.5.9. A continuación se detallan de manera gráfica las repeticiones permisibles para un solo tipo de eje (el eje sencillo de 24.2 kips). El resto de los ejes ya presentan los resultados de repeticiones permisibles en la columna 4 de la figura 2.5.9.

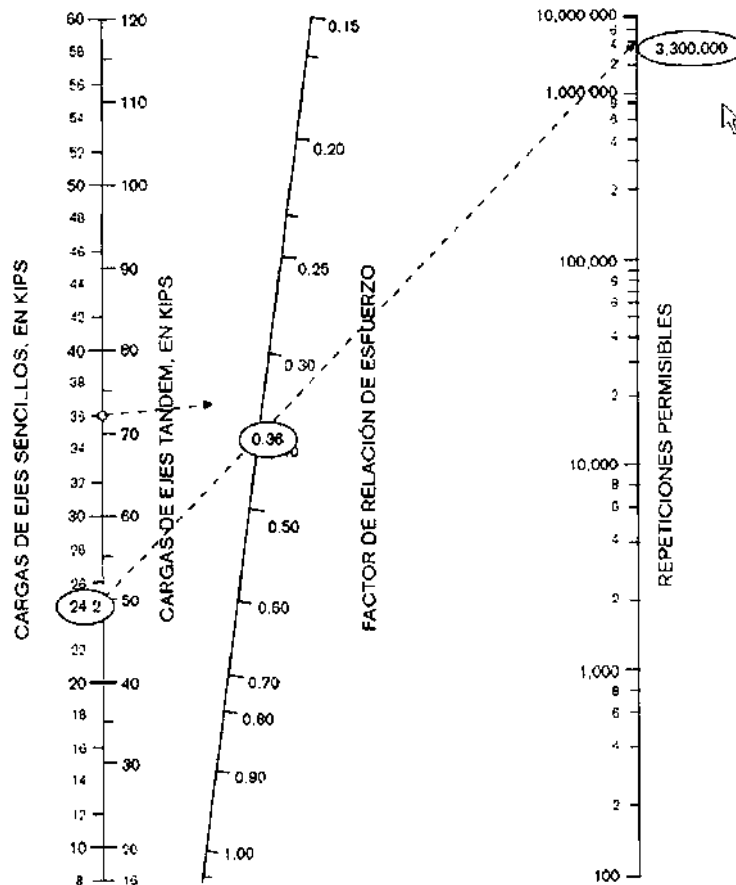


Figura No. 2.5.9 Repeticiones esperadas para el eje sencillo de 24.2 kips, en el ejemplo diseño PCA.

En el caso de los ejes tridem, la carga total se divide entre tres y el resultado es el valor de carga que se usa en la escala de ejes sencillos para el cálculo de repeticiones permisibles, usando su correspondiente factor de esfuerzo equivalente.

Una vez calculadas todas las repeticiones permisibles, se procede a calcular el % de daño por fatiga. Esto se hace expresando como porcentaje la relación entre las repeticiones esperadas y las repeticiones permisibles, por ejemplo, para el caso del eje sencillo de 24.2 kips tenemos 2'067,675 repeticiones esperadas contra un total de 3'300,000 de

repeticiones permisibles, por lo que el % de daño de ese eje equivale a un 62.7% de daño por fatiga.

Análisis por Erosión

En el análisis por erosión se calcula primero el factor de erosión, empleando las tablas correspondientes, dependiendo si se cuenta o no con pasajuntas y, además, si se tiene o no apoyo lateral, encontrándose un factor de erosión para cada tipo de eje (sencillo, tándem y tridem).

En este ejemplo se utiliza la tabla 2.5.7, que le corresponde a los pavimentos con pasajuntas y sin apoyo lateral. Con los datos de espesor igual a 8.5" y un k = 150 encontramos, como se muestra en la tabla 2.5.13, los valores de factor de erosión de 2.73 para los ejes sencillos, de 2.90 para los ejes tándem y 3.03 para los ejes tridem.

Tabla 2.5.13 Cálculo del factor de erosión para un pavimento con pasajuntas y sin apoyo lateral, para el ejemplo de diseño PCA. Factores de Erosión- Con Pasajuntas - Sin Apoyo Lateral. Eje Sencillo / Eje Tándem / Eje Tridem.

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																	
	50			100			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri
4.0	3.74	3.83	3.89	3.73	3.79	3.82	3.72	3.75	3.75	3.71	3.73	3.70	3.70	3.70	3.61	3.68	3.67	3.53
4.5	3.59	3.70	3.78	3.57	3.65	3.68	3.56	3.61	3.62	3.55	3.58	3.57	3.54	3.55	3.50	3.52	3.53	3.44
5.0	3.45	3.58	3.66	3.43	3.52	3.55	3.42	3.48	3.50	3.41	3.45	3.46	3.40	3.42	3.40	3.38	3.40	3.34
5.5	3.33	3.47	3.55	3.31	3.40	3.43	3.29	3.36	3.40	3.28	3.33	3.36	3.27	3.30	3.30	3.26	3.28	3.25
6.0	3.22	3.38	3.51	3.20	3.29	3.32	3.18	3.26	3.31	3.17	3.23	3.26	3.15	3.20	3.21	3.14	3.17	3.16
6.5	3.11	3.29	3.44	3.09	3.22	3.33	3.07	3.16	3.23	3.06	3.13	3.18	3.05	3.10	3.12	3.03	3.07	3.08
7.0	3.02	3.21	3.37	2.99	3.14	3.26	2.97	3.08	3.16	2.96	3.05	3.10	2.95	3.01	3.04	2.94	2.98	3.00
7.5	2.93	3.14	3.31	2.91	3.06	3.20	2.88	3.00	3.09	2.87	2.97	3.03	2.86	2.93	2.97	2.84	2.90	2.93
8.0	2.85	3.07	3.26	2.82	2.99	3.14	2.80	2.93	3.03	2.79	2.89	2.97	2.77	2.85	2.90	2.76	2.82	2.86
8.5	2.77	3.01	3.20	2.74	2.93	3.09	2.72	2.86	2.97	2.71	2.82	2.91	2.69	2.78	2.84	2.68	2.75	2.79
9.0	2.70	2.96	3.15	2.67	2.87	3.04	2.65	2.80	2.92	2.63	2.76	2.86	2.62	2.71	2.78	2.61	2.68	2.73
9.5	2.63	2.90	3.11	2.60	2.81	2.99	2.58	2.74	2.87	2.56	2.70	2.81	2.55	2.65	2.73	2.54	2.62	2.68
10.0	2.56	2.85	3.06	2.54	2.76	2.94	2.51	2.68	2.83	2.50	2.64	2.76	2.48	2.59	2.68	2.47	2.56	2.63
10.5	2.50	2.80	3.01	2.47	2.71	2.90	2.44	2.63	2.78	2.44	2.59	2.72	2.42	2.54	2.64	2.41	2.51	2.58
11.0	2.44	2.76	2.96	2.42	2.67	2.86	2.39	2.60	2.75	2.39	2.54	2.69	2.36	2.49	2.59	2.35	2.45	2.54
11.5	2.38	2.71	2.91	2.36	2.62	2.82	2.32	2.55	2.70	2.32	2.49	2.64	2.30	2.44	2.55	2.29	2.40	2.50
12.0	2.33	2.66	2.91	2.30	2.58	2.79	2.28	2.49	2.67	2.26	2.44	2.60	2.25	2.39	2.51	2.23	2.36	2.46
12.5	2.28	2.64	2.87	2.25	2.54	2.75	2.23	2.45	2.63	2.21	2.40	2.58	2.19	2.35	2.48	2.18	2.31	2.42
13.0	2.23	2.61	2.84	2.20	2.50	2.72	2.18	2.41	2.60	2.16	2.36	2.53	2.14	2.30	2.44	2.13	2.27	2.39
13.5	2.18	2.57	2.81	2.15	2.47	2.68	2.13	2.37	2.56	2.11	2.32	2.49	2.09	2.26	2.41	2.08	2.23	2.36
14.0	2.13	2.54	2.78	2.11	2.43	2.65	2.08	2.34	2.53	2.07	2.29	2.46	2.05	2.23	2.38	2.03	2.19	2.33

Ahora, con los valores de factor de erosión, con las diferentes cargas en el eje y con ayuda de la figura correspondiente (que en este ejemplo es la figura para pavimentos sin apoyo lateral), encontramos las diferentes repeticiones permisibles por erosión.

Para efectos del ejemplo, únicamente se explicará el caso del eje sencillo de 24.2 kips y con su correspondiente factor de erosión de 2.73. Se obtiene un número de repeticiones esperadas igual a 6'500,000, como podemos ver en la figura 2.5.10. Empleando la misma figura (figura 2.5.6 para el cálculo de las repeticiones permisibles por el análisis de erosión, para pavimentos sin apoyo lateral) se deberán determinar las repeticiones esperadas para el resto de los ejes, recordando que en el caso de los ejes tridem, la carga total del eje se deberá dividir entre 3, después multiplicar por el factor de seguridad de carga y el resultado es la carga que se considera en la gráfica, en la escala de los ejes sencillos.

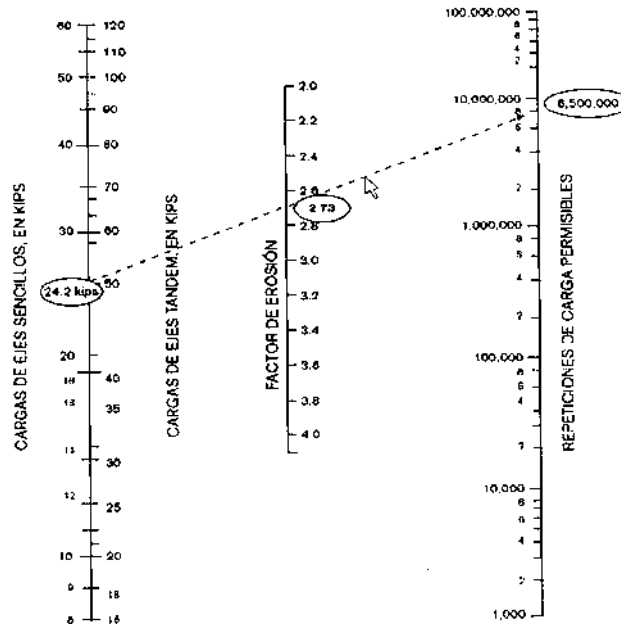


Figura 2.5.10 cálculo de las repeticiones permisibles por erosión para el eje sencillo de 24.2 kips, en el ejemplo de diseño de la PCA.

Resultados.

Los resultados de todas las repeticiones permisibles de todos los tipos de ejes y los totales de daño, tanto por fatiga como por erosión, se muestran a continuación:

Tabla 2.5.14 Resultados del tanteo con 8.5" de espesor de pavimento, para el ejemplo de diseño del método PCA.

Cálculo de Espesor de Pavimento

Proyecto: Ejemplo de diseño PCA
 Espesor inicial: 8.5 in Pasajuntas: SI
 NO
 Módulo de reacción K, de la subrasante: 150 pci Apoyo lateral: SI
 NO
 Módulo de ruptura, MR: 650 psi Período de diseño (años):
20
 Factor de seguridad de carga, LSF: 1.1 Comentarios: 8" de base granular

Carga del eje en kips	Multiplicada por LSF	Repeticiones Esperadas	Análisis de Fatiga		Análisis de Erosión	
			Repeticiones Permisible (FIG. 2.5.5)	% de Fatiga	Repeticiones permisibles (FIG. 2.5.6)	% de Daño
1	2	3	4	5	6	7

8. Esfuerzo equivalente 234 10. Factor de Erosión 2.73
9. Factor de relación de esfuerzo 0.360

2.2	2.4	24,246,583	ilimitadas	0	ilimitadas	0
3.74	4.1	3,991,917	ilimitadas	0	ilimitadas	0
6.6	7.9	744,903	ilimitadas	0	ilimitadas	0
7.7	8.5	1,378,450	ilimitadas	0	ilimitadas	0
8.36	9.2	3,991,917	ilimitadas	0	ilimitadas	0
8.8	9.7	955,871	ilimitadas	0	ilimitadas	0
12.1	13.3	2,581,571	ilimitadas	0	ilimitadas	0
15.4	16.9	619,523	ilimitadas	0	ilimitadas	0
22	24.2	2,067,675	3,300,000.00	62.7	6,500,000	31.81
Sub Total Ejes Sencillos				62.7		31.81

11. Esfuerzo equivalente 208 13. Factor de Erosión 2.90
12. Factor de relación de esfuerzo 0.320

7.04	7.7	7,739	ilimitadas	0	ilimitadas	0
7.26	8.0	7,739	ilimitadas	0	ilimitadas	0
7.7	8.5	7,739	ilimitadas	0	ilimitadas	0
8.8	9.7	471,656	ilimitadas	0	ilimitadas	0
9.9	10.9	90,714	ilimitadas	0	ilimitadas	0
11	12.1	192,499	ilimitadas	0	ilimitadas	0
15.4	16.9	288,749	ilimitadas	0	ilimitadas	0
17.6	19.4	192,499	ilimitadas	0	ilimitadas	0
30.8	33.9	288,749	ilimitadas	0	25,000,000	1.15
39.6	43.6	878,419	ilimitadas	0	3,900,000	22.52
Sub Total Ejes Tandem				0.00		23.67

14. Esfuerzo equivalente 158 16. Factor de Erosión 3.03
15. Factor de relación de esfuerzo 0.243

=11.00/3	4.0	37,619	ilimitadas	0	ilimitadas	0
= 49.5/3	18.2	56,426	ilimitadas	0	4,800,000	1.17
Sub Total Ejes Tridem				0.00		1.17

TOTAL FATIGA 62.6 TOTAL EROSIÓN 56.6

Porque los daños totales por fatiga y por erosión son inferiores al 100%, el diseño es adecuado. Sin embargo se deberá realizar otro tanteo con un espesor menor al de éste para revisar si los daños por fatiga y por erosión son o no superiores al 100%; es decir, se deben hacer varios tanteos para optimizar el diseño del espesor, siendo el adecuado aquel espesor que provoque daños los más cercanos al 100% sin rebasarlo.

Se realizó otro tanteo con un espesor de 8" y resultados rebasaron el 100%, por lo tanto el espesor de 8.5" es correcto.

Desarrollo del Procedimiento de Diseño

El método de diseño de la PCA incluye un aspecto adicional en el procedimiento: el criterio de erosión, que es tomado en cuenta, junto con el criterio de fatiga.

El criterio de erosión reconoce que el pavimento puede fallar por un excesivo bombeo, erosión del terreno de soporte y diferencias de elevaciones en las juntas. El criterio de fatiga reconoce que el pavimento pueda fallar, presentando agrietamiento derivado de excesivas repeticiones de carga.

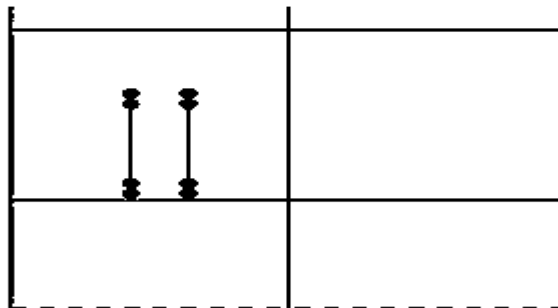
Esta sección explica las bases de estos criterios y el desarrollo del procedimiento de diseño.

Análisis de Pavimentos de Concreto

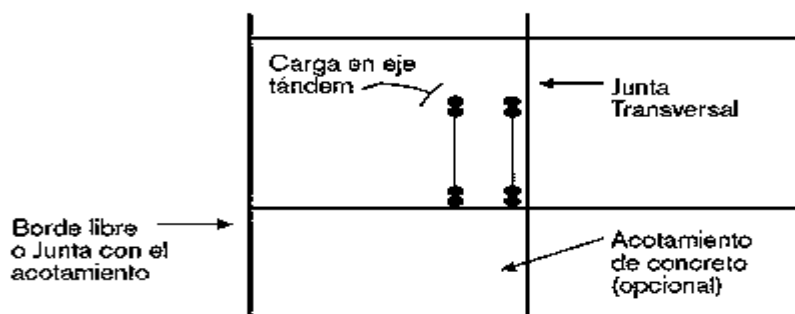
El procedimiento de diseño está basado en un minucioso análisis de esfuerzos en el concreto y deformaciones en las juntas, esquinas y bordes del pavimento, por un programa de computadora de elementos finitos. El análisis consideró losas con dimensiones finitas, colocación variable de las cargas por eje y el modelaje de la transferencia de carga en las juntas transversales ó grietas, así como también en las juntas ubicadas entre el pavimento y el acotamiento.

Después de analizar diferentes posiciones de los ejes en la losa, se ha encontrado la posición crítica, que se muestra en la figura 2.5.11, con las siguientes conclusiones:

1. Los esfuerzos críticos en el pavimento ocurren cuando el camión se coloca cerca o sobre los bordes del pavimento y a la mitad de las juntas transversales (figura 2.5.11). Como que las juntas se encuentran a la misma distancia de esta ubicación, el espaciamiento de las juntas transversales y el tipo de transferencia de carga tienen muy poco efecto en la magnitud de los esfuerzos. Debido a eso, en el procedimiento de diseño, el análisis basado en los esfuerzos de flexión y fatiga producen los mismos valores para diferentes espaciamientos de juntas y diferentes mecanismos de transferencia de carga en las juntas transversales. Cuando el pavimento central se apoya lateralmente en un carril de acotamiento, la magnitud de los esfuerzos críticos se ve considerablemente reducida.
2. Las deformaciones más críticas del pavimento ocurren en las esquinas de las losas, cuando una carga se coloca sobre la junta con las ruedas cerca ó sobre la esquina (figura 2.5.11 inciso b). En esta situación, el espaciamiento de las juntas transversales no tiene efecto en la magnitud de las deformaciones en las esquinas, pero el mecanismo de transferencia de carga sí tiene un gran efecto. Esto significa que los resultados del diseño basados en el criterio de erosión (deformaciones), puede ser sustancialmente afectado por el tipo de transferencia de carga seleccionado, especialmente cuando se tiene un alto volumen de tráfico pesado. El tener apoyo lateral también reduce considerablemente las deformaciones en las esquinas de las losas.



a) Ubicación de las cargas de eje críticas para los esfuerzos a flexión.



b) Ubicación de las cargas de eje críticas para las deformaciones.

Figura 2.5.11 Posición crítica de las cargas del eje.

Ubicación de las Cargas

Las cargas de los camiones, ubicados en el borde exterior del pavimento, provoca las condiciones más severas que cualquier otra ubicación; Si ésta la movemos unas cuantas pulgadas al interior del pavimento, el efecto decrece sustancialmente.

Solamente una pequeña fracción de todos los camiones circulan con sus llantas exteriores sobre los bordes del pavimento. La mayoría de los camiones circulan con sus llantas exteriores aproximadamente a una distancia de 60 centímetros del borde del pavimento.

Para el procedimiento de diseño de este método, la condición más severa es supuesta con un 6 % de camiones en el borde³, para favorecer la seguridad. Al incrementar la distancia hacia el interior del pavimento, la frecuencia de las repeticiones de carga aumenta, mientras que disminuye la magnitud de los esfuerzos y las deformaciones.

La información sobre la distribución de la ubicación de los camiones y los esfuerzos y deformaciones provocados por las cargas colocadas sobre o cerca del borde del pavimento, es muy difícil de emplear directamente en un procedimiento de diseño. Como resultado de esto, las distribuciones fueron analizadas y se prepararon técnicas de fácil aplicación para este propósito.

Para análisis de esfuerzo por fatiga, esta fue calculada en incrementos de fracciones de pulgada hacia el interior, desde el borde de la losa, para diferentes distribuciones de ubicación del camión; obteniéndose los factores de esfuerzo de borde equivalente, como se muestra en la figura 2.5.12 (Este factor, al multiplicarse por esfuerzos de borde nos da el mismo grado de consumo de fatiga que resultaría de una distribución de ubicación del camión específica), La condición más severa de 6% de intromisión de los camiones ha sido incorporada en las tablas de diseño.

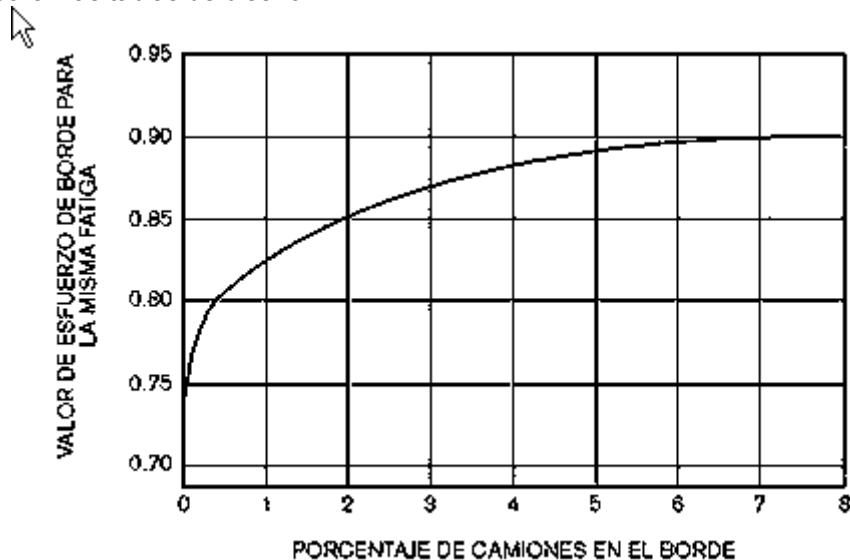


Figura 2.5.12 Factores de esfuerzo de borde equivalentes dependiendo del porcentaje de camiones en el borde

Para el análisis de erosión que involucra las deformaciones en la esquina de la losa, el caso más severo (6% de camiones sobre el borde) es nuevamente supuesto. Cuando no existe apoyo lateral, las cargas en las esquinas son críticas como también el mayor número de cargas hacia el interior de la esquina del pavimento (94% de los camiones). Estos factores son incorporados a las gráficas de diseño de la siguiente manera:

$$\text{Porcentaje de daño de erosión} = 100 \sum n_i (C/N_i)$$

Donde:

n_i = número esperado de repeticiones de carga para cada grupo de ejes i .

N_i = número permitido de repeticiones de carga para cada grupo de ejes i .

$C = 0.06$ para pavimentos sin apoyo lateral.

0.94 para pavimentos con apoyo lateral.

Para ahorrar un paso en el cálculo del diseño, los efectos de (C/N_i) se encuentran en las figuras 2.5.6 y 2.5.7 y las tablas 2.5.7 a la 2.5.10.

Variación en la Resistencia del Concreto

El procedimiento de diseño reconoce que puede haber variaciones en la resistencia del concreto y así lo manifiesta en sus ecuaciones, nomogramas y tablas de diseño, al reducir en un 15% el módulo de ruptura. Es importante aclarar que el diseñador no aplica esta reducción directamente, ya que el método lo considera automáticamente.

Desarrollo de la Resistencia a través del Tiempo

La resistencia, a los 28 días (módulo de ruptura), es usada como la resistencia de diseño. Sin embargo, este procedimiento incorpora el efecto de la resistencia del concreto ganado después de 28 días. Esta modificación está basada en el análisis de, la resistencia incrementada y las repeticiones de carga mes por mes, por 20 y 40 años de periodos de diseño. El efecto está incluido en las gráficas y tablas para que el usuario simplemente dé el valor a 28 días.

Alabeo del Concreto por Gradientes de Temperatura y Humedad

Además de las cargas del tráfico, las losas de concreto también están sometidas a alabeos. El alabeo por humedad es la deformación cóncava, hacia arriba, debido a las variaciones de contenido de humedad en la profundidad de la losa y tiene 2 efectos: provoca pérdida de soporte a lo largo de los bordes y, además, una restricción en el esfuerzo de compresión en el fondo, debido a que el pandeo es un fenómeno a largo plazo, sus efectos avanzan lentamente.

El alabeo de las losas de concreto por variaciones de temperatura se manifiesta durante el día, cuando la superficie está más caliente que la parte inferior, desarrollando esfuerzos de tensión en esta. Durante la noche, la distribución de la temperatura se revierte y los esfuerzos de tensión se desarrollan en la parte superior, además que la distribución de la temperatura no es lineal y cambia constantemente.

Sin embargo, como los efectos combinados de los alabeos por variaciones de temperatura y de humedad son muy difíciles de medir, no se incorporan en este método de diseño.

Esfuerzo Equivalente

En el procedimiento de diseño de la PCA, la determinación del esfuerzo equivalente está basado en esfuerzo máximo de flexión de borde del análisis de elementos finitos del software J-Slab, bajo la carga de un eje sencillo y la carga de un eje tandem para diferentes profundidades en el espesor de la losa y módulos de reacción del suelo.

Los parámetros básicos de entrada asumidos son:

Módulo de elasticidad de la losa, E	=	4'000,000 psi.
Módulo de Poisson μ	=	0.15.
Longitud finita de la losa, L	=	180 pulgadas.
Ancho finito de la losa, W	=	144 pulgadas.

El eje estándar sencillo de 18 kips de carga (llantas dual), con una carga por llanta de 4,500 lbs, llanta con área de contacto de 7×10 in² (radio de carga equivalente de 4.72"), separación entre llantas de 12" y ancho del eje (distancia entre el centro de las llantas dual) D = 72" fue usado para el análisis, también un eje estándar tandem de 36 kips de carga (llantas dual) con separación entre ejes de $t = 50$ " y el resto de las especificaciones idénticas al eje sencillo.

En los casos que se asumió un acotamiento de concreto, se supuso una trabazón de agregado de 25,000 psi. La PCA incorporó además los resultados de un programa de computadora llamado "MATS", desarrollado para el análisis y diseño de losas de cimentación, para estimar el soporte proporcionado por la subrasante, extendiéndose más allá de los bordes, para una losa sin apoyo lateral.

Lo anterior junto con otros factores de ajuste, concluye en la definición del esfuerzo equivalente (σ_{eq}) como se presenta a continuación:

$$\sigma_{eq} = \frac{6 * M_e}{h^2} * f_1 * f_2 * f_3 * f_4$$

$$M_e = \begin{cases} \text{Eje Sencillo sin Apoyo Lateral (SA/NS):} \\ -1600 + 2525 * \log(l) + 24.42 * l + 0.204 * l^2 \\ \text{Eje Tandem sin Apoyo Lateral (TA/NS):} \\ 3029 - 2966.8 * \log(l) + 133.69 * l - 0.0632 * l^2 \\ \text{Eje Sencillo con Apoyo Lateral (SA/WS)} \\ (-970.4 + 1202.6 * \log(l) + 53.87 * l) * (0.8742 + 0.01088 * k^{0.447}) \\ \text{Eje Tandem con Apoyo Lateral (TA/WS)} \\ (2005.4 - 1980.9 * \log(l) + 99.008 * l) * (0.8742 + 0.01088 * k^{0.447}) \end{cases}$$

$$f_1 = \begin{cases} \text{Eje Sencillo:} \\ (24/SAL)^{0.06} * (SAL/18) \\ \text{Eje Tandem:} \\ (48/TAL)^{0.06} * (SAL/36) \end{cases} \quad f_2 = \begin{cases} \text{Sin Apoyo Lateral:} \\ 0.892 + h/85.71 - h^2/3000 \\ \text{Con Apoyo Lateral:} \\ 1.0 \end{cases}$$

$$f_3 = \text{0.894 para un 6\% de camiones en el borde de la losa.} \quad f_4 = 1 / [1/235 * (1 - CV)]$$

Donde:

- σ_{eq} = Esfuerzo equivalente.
- f_1 = Factor de ajuste debido al efecto de las cargas del eje y áreas de contacto.
- f_2 = Factor de ajuste para una losa sin apoyo lateral, basado en los resultados del programa de computadora MATS.
- f_3 = Factor de ajuste para valorar el efecto de la ubicación del camión en los esfuerzos de borde (la PCA recomienda un 6 % de intrusión de camiones, lo que resulta un $f_3 = 0.894$).
- f_4 = Factor de ajuste para tomar en cuenta el incremento en la resistencia del concreto a través del tiempo después de los 28 días, además de una reducción de la resistencia por un coeficiente de variación (CV); (la PCA usa un CV = 15%, $f_4 = 0.953$).

Análisis de Fatiga

El concepto de análisis de fatiga de la PCA son las fallas del pavimento (o los agrietamientos iniciales) por la fatiga del concreto debido a los esfuerzos de repeticiones de carga. Basándose en la hipótesis de Miner, la resistencia a la fatiga no consumida por la repetición de una carga, está disponible para las repeticiones de otras cargas, el procedimiento de diseño de la PCA permite que el diseñador elija un espesor inicial, la relación entre el esfuerzo equivalente y el módulo de ruptura del concreto (relación de esfuerzos= σ_{eq}/MR) para cada carga de eje y tipo de eje, y determine el número máximo de repeticiones permisibles (Nf), dependiendo del rango de relación de esfuerzos.

Para $\sigma_{eq}/MR \geq 0.55$

$$\text{Log } N_r = 11.737 - 12.077 * (\sigma_{eq}/MR)$$

Para $0.45 < \sigma_{eq}/MR \leq 0.55$

$$N_r = \frac{4.2577}{(\sigma_{eq}/MR) - 0.4325} \Bigg|^{3.268}$$

Para $\sigma_{eq}/MR \geq 0.45$
 $N_r = \text{ilimitado}$

El procedimiento de diseño continúa dividiendo el número esperado de repeticiones de carga entre las repeticiones permisibles (N_r) para, de esa manera, obtener el daño por fatiga para cada carga y tipo de eje. Posteriormente se suman los daños provocados por cada tipo de eje y el daño total por fatiga deberá ser inferior al 100 %, por lo que se deberán hacer varios tanteos de espesor y el óptimo será aquél que provoque el daño más cercano al 100 % sin pasarlo.

Análisis de Erosión

Las fallas del pavimento tales como bombeo, erosión del terreno de soporte y diferencia de elevación en las juntas, son relacionadas más a las deflexiones del pavimento que a sus esfuerzos a flexión. La deflexión más crítica es en la esquina de la losa, cuando la carga del eje se ubica en la junta, cerca de la esquina, como lo muestra la figura 2.5.11 inciso b.

La falla principal en la prueba AASHTO de camino fue el bombeo o la erosión de la base granular bajo la losa. Sin embargo no se pudieron obtener correlaciones confiables entre las deflexiones de la esquina de la losa y el comportamiento de estos pavimentos, se encontró que para predecir el comportamiento de los pavimentos se deben aplicar diferentes criterios de deflexión, dependiendo del espesor de la losa y un poco del módulo de reacción del suelo. Una correlación mejor se obtuvo relacionando el comportamiento de los pavimentos con su valor de trabajo, definido como un producto de la deflexión en la esquina (w) y la presión (p) en la interfase de la losa con el suelo, dividido por la longitud de la cavidad de la deflexión, la cuál es función del valor de rigidez relativa (l).

El resultado es que una losa delgada con una deflexión pequeña recibe más rápido el golpe de la carga que una losa con mayor espesor. Las siguientes ecuaciones fueron desarrolladas para calcular el número permisible de repeticiones de carga:

$$\text{Log } N = 14.524 - 6.777 (C_1 P - 9.0)^{0.103}$$

Donde:

- N = Número de repeticiones permisibles de carga basadas en un índice de servicio-bilidad presente de 3.0.
- C_1 = Factor de ajuste con valor de 1.0 para bases granulares y de 0.9 para bases mejoradas con cemento.
- P = Trabajo, definido por la siguiente ecuación:

$$P = 268.7 \frac{p^2}{h * l^{0.73}}$$

Donde:

- p = Presión en la base, bajo la esquina de la losa, igual a $k*w$ para una cimentación líquida y sus unidades son psi.
- h = Espesor de la losa en pulgadas.
- k = Módulo de reacción del suelo en pci (libras sobre pulgada cúbica).

La ecuación para obtener el daño por erosión es:

$$\% \text{ de daño por erosión} = 100 \sum_{i=1}^m \frac{C_2 n_i}{N_i}$$

Donde:

- C_1 = 0.06 para pavimentos sin apoyo lateral y 0.94 para pavimentos con apoyo lateral. en este último caso, la deflexión en la esquina no se afecta significativamente por la ubicación de los camiones y por esa razón se puede usar un C_2 mayor.
- n_i = Repeticiones esperadas para el eje i.
- N_i = Repeticiones permisibles para el eje i.

La ecuación anterior es en donde se suman los porcentajes de daño de cada tipo de eje y el análisis de erosión también debe arrojar un resultado final inferior al 100 %.

ASPECTOS COMPLEMENTARIOS AL DISEÑO

Las barras de amarre se colocan a lo largo de la junta longitudinal para amarrar dos losas, con la finalidad de que se mantengan juntas y asegurar que la carga se transfiera a través de la junta.

La cantidad de acero requerido para las barras de amarre se determina de la siguiente manera:

$$A_s = \frac{\gamma_c h L' f_a}{f_s}$$

Donde:

- A_s = Area requerida de acero por unidad de longitud de la losa.
- γ_c = Peso volumétrico del concreto.
- h = Espesor del pavimento.
- f_a = Coeficiente promedio de fricción entre la losa y el terreno de soporte, que normalmente se considera de 1.5.
- f_s = Esfuerzo permisible en el acero.
- L' = Distancia desde la junta longitudinal hasta el borde libre donde no existe barra de amarre. Para autopistas de 2 o 3 carriles, L' es el ancho del carril. Si las barras de amarre se usan en las tres juntas longitudinales de una carretera de 4 carriles, L' es igual al ancho del carril para las dos juntas exteriores y el doble del ancho para la junta interna.

La longitud de la barra de amarre está determinada por el esfuerzo de adhesión permitido. Este esfuerzo para barras corrugadas, se puede asumir en 350 psi. La longitud de la barra, se debe basar en su resistencia total.

$$t = 2 (A_1 * f_s / \mu * \Sigma o)$$

Donde:

- t = Longitud de la barra de amarre.
- μ = Esfuerzo permisible.
- A_1 = Area transversal de una barra.
- Σo = Perímetro de la barra.

Para un diámetro de barra d , $A_1 = \pi d^2 / 4$ y $\Sigma o = \pi d$, así que la ecuación anterior se simplifica a:

$$t = 1/2 [(f_s * d) / \mu]$$

La longitud "t" se debe incrementar en 3 in. Por desalineamiento. Varios organismos usan el diseño estándar de barras de amarre para simplificar la construcción. Las barras de 0.5 pulgadas de diámetro por 36 pulgadas de longitud y separación de 30 a 40 pulgadas son las que comúnmente se usan.

Tabla 2.6-1 Recomendaciones de espaciamiento máximo.

Espesor Pavimento (cm)	Tamaño de varilla (cm)	Distancia al extremo libre			
		305 cm	366 cm	427 cm	732 cm
12.7	1.27 x 61	76 cm	76 cm	76 cm	71 cm
14.0	1.27 x 64	76 cm	76 cm	76 cm	64 cm
15.2	1.27 x 66	76 cm	76 cm	76 cm	58 cm
16.5	1.27 x 69	76 cm	76 cm	76 cm	53 cm
17.8	1.27 x 71	76 cm	76 cm	76 cm	51 cm
19.1	1.27 x 74	76 cm	76 cm	76 cm	46 cm
20.3	1.27 x 76	76 cm	76 cm	76 cm	43 cm
21.6	1.27 x 79	76 cm	76 cm	71 cm	41 cm
22.9	1.59 x 76	91 cm	91 cm	91 cm	61 cm
24.1	1.59 x 79	91 cm	91 cm	91 cm	58 cm
25.4	1.59 x 81	91 cm	91 cm	91 cm	56 cm
26.7	1.59 x 84	91 cm	91 cm	91 cm	53 cm
27.9	1.59 x 86	91 cm	91 cm	91 cm	51 cm
29.2	1.59 x 89	91 cm	91 cm	91 cm	48 cm
30.5	1.59 x 91	91 cm	91 cm	91 cm	46 cm



CAPITULO V

"INTERPRETACION DE RESULTADOS"





INTERPRETACION DE RESULTADOS

METODO AASHTO

La interpretación de resultados por el método AASHTO se aplicó en 3 casos que a continuación se muestran en diferentes lugares del Edo. de Michoacán como en La Quemada que es una colonia de la ciudad de Morelia, Uruapilla que es una población del municipio de Morelia y por último Buena Vista que es colonia de la ciudad de Morelia. Son muchas las variables que intervienen para la realización correcta de un pavimento de concreto hidráulico, en el cual también debe de existir un buen criterio en la toma de valores correspondientes a dichas variables, aunando una experiencia en la realización de dicha obra.

En el primer caso que es **La Quemada**, se propuso los siguientes valores:

Un Transito Promedio Diario Anual (TPDA) de 1500 vehículos, los valores del TPDA están basados en función del lugar, ya que no se cuenta con un aforo real, clasificados de la siguiente manera:

A2 (Automóvil) 70 % 	B2 (Autobús de 2 ejes) 20 % 	C2 (Camión de 2 ejes) 5% 	
T2-S1 (Tractor de 2 ejes con semirremolque de 1 eje) 5% 			

La Vida Útil es de **20 años**, el cual es un tiempo recomendado para nuestro país.

Un Factor de Sentido (FS) de 1.00 el cual es un coeficiente que nos sirve para discriminar que porcentaje del TPDA se considera en el sentido de diseño. Normalmente el valor del TPDA considera la suma del tráfico en ambas direcciones de la vía, excepto para las vías que obviamente son de un solo sentido. Es muy importante verificar que al realizar el estudio de tráfico estas consideraciones se hayan tomado en cuenta, de lo contrario conocer los criterios adoptados para poder estimar adecuadamente el tráfico de diseño.

El Factor de Carril (FC) fue considerado de 0.80. Es un coeficiente que nos permite estimar que tanto del tráfico en el sentido de diseño circula por el carril de diseño.

Una vía con dos carriles en el sentido de diseño, dependiendo del tipo de camino: carretero ó urbano y de que tan saturada esté la vía, pueda ser que sobre el carril de diseño circule un 50% a un 80% del tráfico en ese sentido.

La Tasa de Crecimiento del 1%, porque se estimó un crecimiento normal el cual está en un rango de 1 a 3% y depende de muchos factores tales como el desarrollo económico-social, la capacidad de la vía.

La Confiabilidad (R) es la probabilidad de que un pavimento desarrolle su función durante su vida útil en condiciones adecuadas para su operación y se aplicó un **60%** ya que fue considerada para una vía urbana principal. Otra forma de definir la confiabilidad es como un Factor de Seguridad, el cual se debe valorar con el mejor de los criterios, estando este ligado a una Desviación Estándar.

La Desviación Estándar (So) es de 0.35 ya que se pensó en un pavimento nuevo. Y se puede definir como la cantidad de error estadístico, resultando de la variación en los

diferentes parámetros, tales como: materiales, calidad de construcción, cuantificación del tráfico, variaciones del soporte en el suelo.

El Módulo de Ruptura del Concreto (MR) se colocó un valor de 640.1 psi (45 kg/cm²) debido a que los pavimentos de concreto trabajan principalmente a flexión normalmente especificada a los 28 días. El Módulo de Ruptura se mide mediante ensayos de vigas de concreto aplicándoles cargas en los tercios de su claro de apoyo. Esta prueba está normalizada por la ASTM C78.

El Módulo de Elasticidad (Ec) es de 4,320,675 psi ($E_c = 6750 * MR$). Dicho módulo está relacionado con su Módulo de Ruptura y se determina mediante la norma ASTM C49.

El Módulo de Reacción del Suelo (K) para este ejemplo fue de 700 pci y corresponde a la capacidad portante que tiene el terreno natural en donde se soportará el cuerpo del pavimento. Este módulo se puede obtener directamente del terreno mediante la prueba de placa ASTM D1195 y D1196.

LUGAR	TIPO DE SUELO	SIMBOLO	SUCS	V.R.S. %	TEXTURA	FASE FISICA	K
La Quemada	Vertisol Pélico + Litosol	Vp + I	Roca	120	Fina	Lítica	700

Su Coeficiente de Drenaje (Cd) es de 1.1 y se obtuvo de acuerdo al porcentaje del tiempo que la estructura del pavimento que está expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación. En este caso se escogió uno que está entre 1-5%, es decir, su calidad de drenaje es buena.

En el caso de la **Serviciabilidad Inicial (Po) se propuso un parámetro normal de 4.5** para pavimento de concreto y se puede definir que es la condición que tiene un pavimento inmediatamente después de la construcción del mismo.

La Serviciabilidad Final (Pt) tiene que ver con la calificación que esperamos tenga el pavimento al final de su vida útil, **para este caso fue de 1.8** que corresponde a un pavimento urbano principal.

El Coeficiente de Transferencia de Carga (J) entre las losas adyacentes fue de 2.7 y depende varios factores: la cantidad de tráfico, la utilización de pasajuntas, soporte lateral de las losas. Mientras más efectiva sea la transferencia de carga entre las losas mejor será el comportamiento del pavimento a lo largo de su vida útil. Una manera de transferir la carga de una losa a otra es mediante la trabazón de agregados que se genera en la grieta debajo del corte de la junta (sin embargo esta forma de transferir carga solamente se recomienda para vías con tráfico ligero).

La utilización de pasajuntas es la manera más conveniente de lograr la efectividad en la transferencia de cargas, su conveniencia de utilizarlas es cuando el tráfico pesado sea mayor al 25% del tráfico local o que los ESAL's sean mayor a los 5 millones.

Reporte de AASHTO



DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO

Método AASHTO



PROYECTO: LA QUEMADA
UBICACION: , MORELIA - MICHOACAN

FECHA: 6/6/2007 12:05:51 PM
DISEÑADO: ENRIQUE HERNANDEZ GOMEZ
NOTAS:

DATOS DEL TRÁFICO

FACTOR DE SENTIDO (FS): 1
FACTOR DE CARRIL (FC): 0.8
TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA): 1500

Período de Aforo:

Inicio: 05/05/2006

Fin: 04/05/2007

Total de días Aforado 365

AFORO

Tipo de Vehículo	Normales	Extras	Total en el Período Aforado
A2	380000	3250	383250
B2	109000	500	109500
C2	27000	375	27375
T2-S1	27000	375	27375

COMPOSICION VEHICULAR

Total Diario	%	% Cargados	% Vacíos
1050	70	100	0
300	20	60	40
75	5	60	40
75	5	60	40

TASA DE CRECIMIENTO ANUAL: 1 %
PERIODO DE DISEÑO: 20 Año/s

DATOS DEL PAVIMENTO

CONFIABILIDAD(R): 60 %
DESVIACION ESTANDAR (So): 0.35
MODULO DE RUPTURA DEL CONCRETO (MR): 640.1 Psi
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (Ec): 4320675 Psi
COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J): 2.7
MODULO DE SUBREACCION DEL SUELO DE APOYO (k): 700 Pci
COEFICIENTE DE DRENAJE (Cd): 1.1
INDICE DE SERVICIO INICIAL (Po): 4.5
INDICE DE SERVICIO FINAL (Pt): 1.8

Se considera que el pavimento cuenta con barras pasajuntas para la transferencia de carga, además de también considerar que el pavimento cuenta con soporte lateral.

RESULTADOS:

EJES SENCILLOS EQS. DE 18 KIPS: **5610679** ESALS

N°	Tipo de Eje	Peso del Eje	Repeticiones al año	Repeticiones en la Vida Útil	ESALS
1	Sencillo	2.2	613200	13502053	3920
2	Sencillo	6.6	8760	192886	3035
3	Sencillo	7.04	8760	192886	3932
4	Sencillo	7.48	17520	385773	10043
5	Sencillo	7.7	43800	964432	28239
6	Sencillo	12.1	78840	1735978	325975
7	Sencillo	15.4	35040	771546	397018
8	Sencillo	22	91980	2025308	4838517

ESPESOR DEL PAVIMENTO: **5.01 in (12.73 cms)**

MODULACION DE LOSAS

De acuerdo al Espesor encontrado y siguiendo el criterio AASHTO, CEMEX le recomienda la siguiente modulación de losas:

SEPARACION MAXIMA DE JUNTAS TRANSVERSALES: 3.05 metros
RANGO DE SEPARACION DE JUNTAS LONGITUDINALES: 3.0 a 4.5 metros

PASAJUNTAS Y BARRAS DE AMARRE

PASAJUNTAS

Diámetro: 0.75 in (1.9 cms)

Longitud: 16 in (40.64 cms)

Separación: 12 in (30.48 cms)

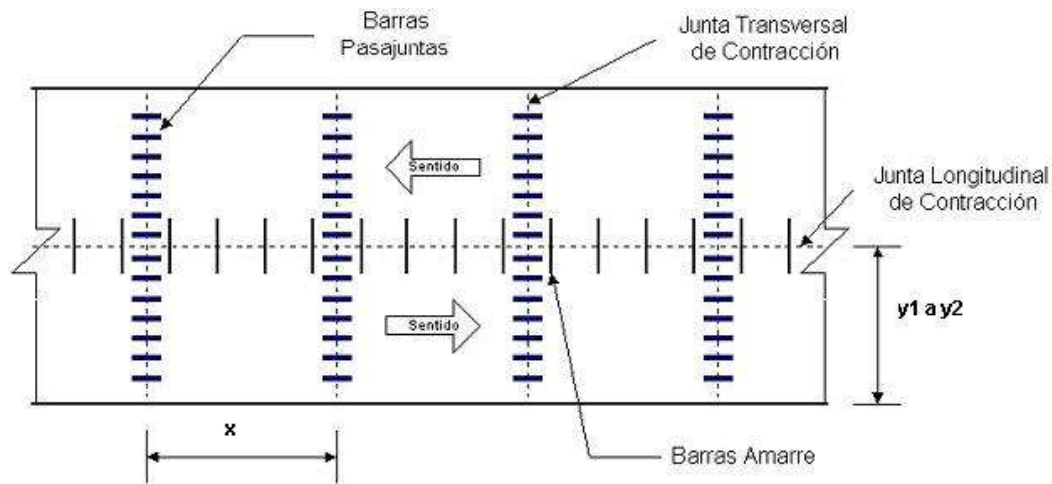
BARRAS DE AMARRE

Separación en cms, según la distancia al extremo libre.

Espesor Pavimento (cms)	Diámetro (in)	Longitud (cms)	Distancia al Extremo Libre (m)			
			3.05 m	3.66 m	4.27 m	7.32 m
hasta 14	1/2	64	76	76	76	64
hasta 18	1/2	71	76	76	76	51
hasta 21.6	1/2	79	76	76	71	41
hasta 25.4	5/8	81	91	91	91	56
hasta 30.5	5/8	91	91	91	79	46

CROQUIS ESQUEMATICO

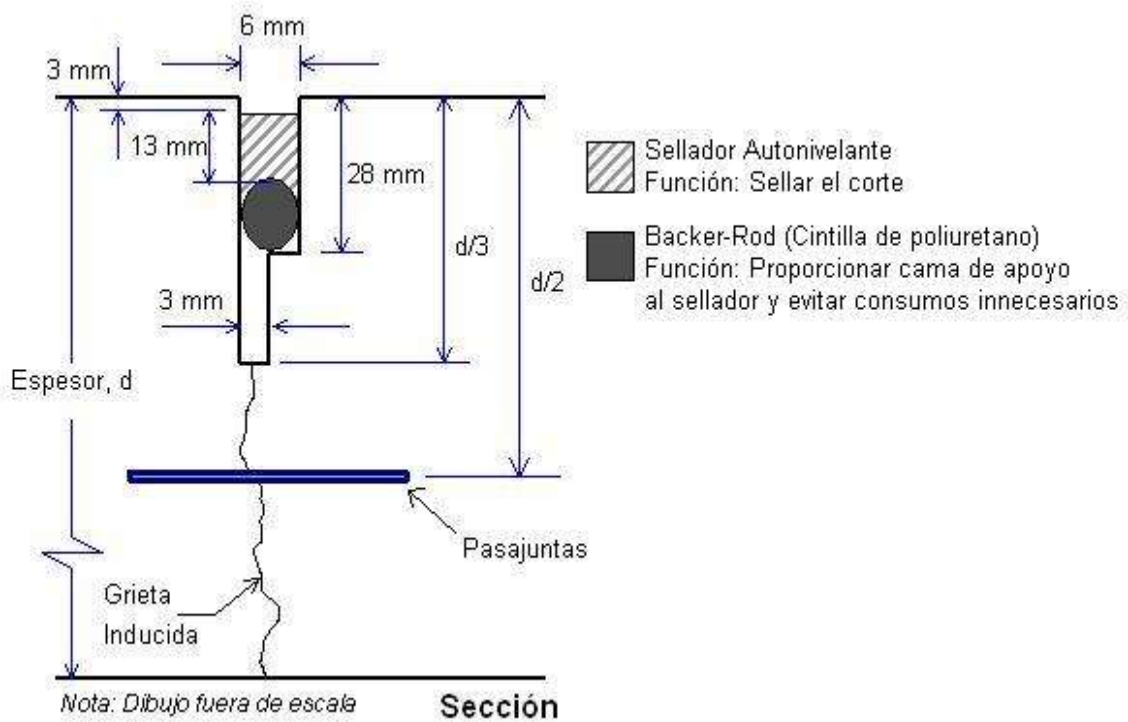
x = 3.05 metros y1 = 3.0 metros y2 = 4.5 metros *



* La relación largo/ancho de las losas debe estar entre 0.71 y 1.40

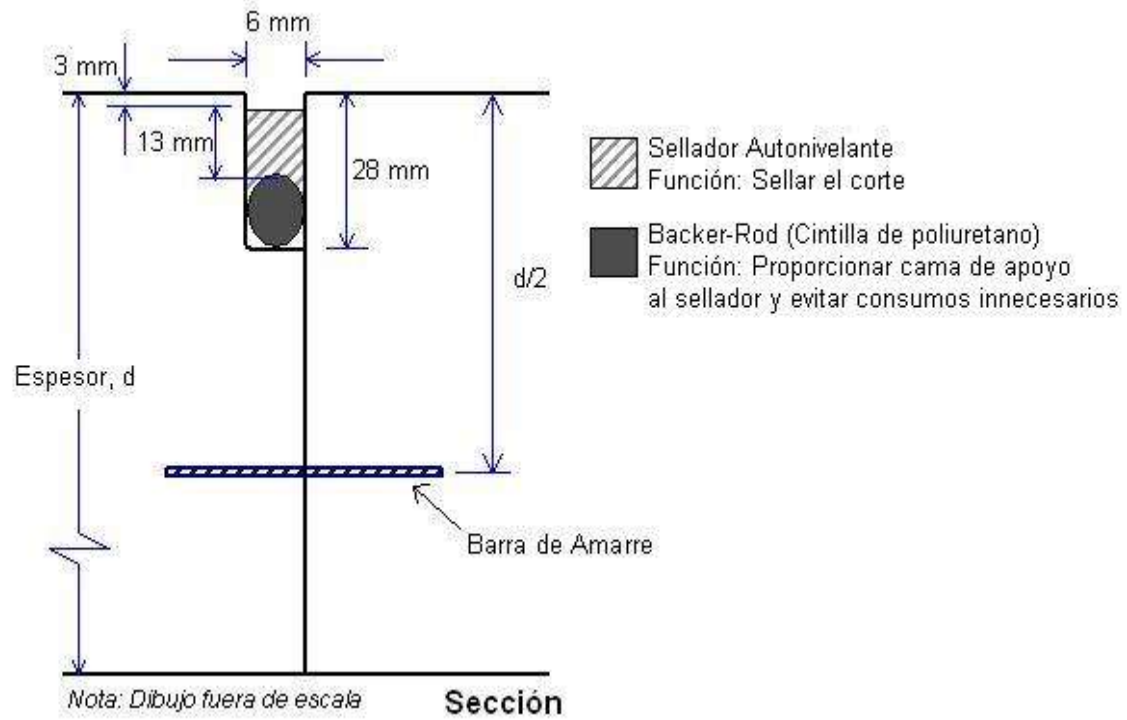
DETALLES DE JUNTAS:

1) DETALLE DE JUNTA DE CONTRACCION TRANSVERSAL ASERRADA CON DISCO DE DIAMANTE DE

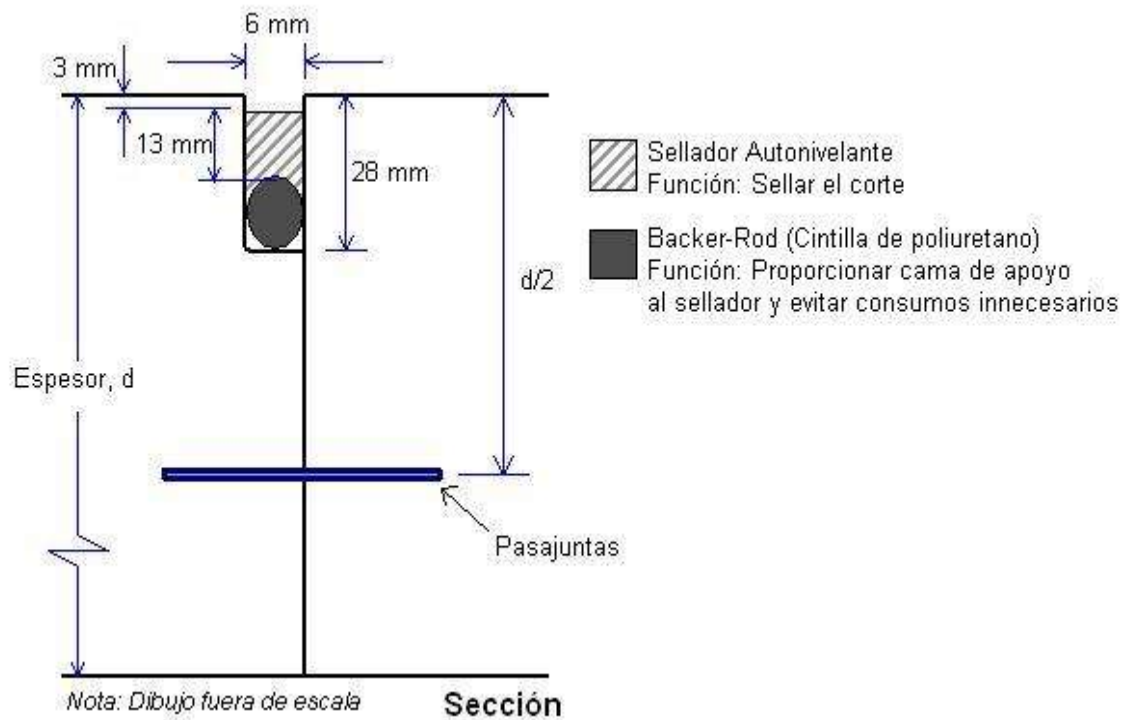


1/8" DE ESPESOR

2) DETALLE DE JUNTA LONGITUDINAL







3) DETALLE DE JUNTA DE CONSTRUCCION



En el segundo caso que es **Uruapilla**, se propuso los siguientes valores:

Un Transito Promedio Diario Anual (TPDA) de 1500 vehículos, los valores del TPDA están basados en función del lugar, ya que no se cuenta con un aforo real, clasificados de la siguiente manera:

A2 (Automóvil) 80 % 	B2 (Autobús de 2 ejes) 10 % 	C2 (Camión de 2 ejes) 5% 	
T2-S1 (Tractor de 2 ejes con semirremolque de 1 eje) 5 % 			

La Vida Útil es de **20 años**, el cual es un tiempo recomendado para nuestro país.

Un Factor de Sentido (FS) de 0.50 el cual es un coeficiente que nos sirve para discriminar que porcentaje del TPDA se considera en el sentido de diseño. Normalmente el valor del TPDA considera la suma del tráfico en ambas direcciones de la vía, excepto para las vías que obviamente son de un solo sentido. Es muy importante verificar que al realizar el estudio de tráfico estas consideraciones se hayan tomado en cuenta, de lo contrario conocer los criterios adoptados para poder estimar adecuadamente el tráfico de diseño.

El Factor de Carril (FC) fue considerado de 1.0. Es un coeficiente que nos permite estimar que tanto del tráfico en el sentido de diseño circula por el carril de diseño. Una vía de un solo carril en el sentido de circulación de diseño, obviamente el 100% del tráfico circulará por ese carril que al mismo tiempo será nuestro carril de diseño.

La Tasa de Crecimiento del 1%, porque se estimó un crecimiento normal el cual está en un rango de 1 a 3% y depende de muchos factores tales como el desarrollo económico-social, la capacidad de la vía.

La Confiabilidad (R) es la probabilidad de que un pavimento desarrolle su función durante su vida útil en condiciones adecuadas para su operación y se aplicó un **60%** ya que fue considerada para una vía urbana principal. Otra forma de definir la confiabilidad es como un Factor de Seguridad, el cual se debe valorar con el mejor de los criterios, estando este ligado a una Desviación Estándar.

La Desviación Estándar (So) es de 0.35 ya que se pensó en un pavimento nuevo. Y se puede definir como la cantidad de error estadístico, resultando de la variación en los diferentes parámetros, tales como: materiales, calidad de construcción, cuantificación del tráfico, variaciones del soporte en el suelo.

El Módulo de Ruptura del Concreto (MR) se colocó un valor de 640.1 psi (45 kg/cm²) debido a que los pavimentos de concreto trabajan principalmente a flexión normalmente especificada a los 28 días. El Módulo de Ruptura se mide mediante ensayos de vigas de concreto aplicándoles cargas en los tercios de su claro de apoyo. Esta prueba está normalizada por la ASTM C78.

El Módulo de Elasticidad (Ec) es de 4,320,675 psi ($E_c = 6750 * MR$). Dicho módulo está relacionado con su Módulo de Ruptura y se determina mediante la norma ASTM C49.

El Módulo de Reacción del Suelo (K) para este ejemplo fue de 50 pci y corresponde a la capacidad portante que tiene el terreno natural en donde se soportará el

cuerpo del pavimento. Este módulo se puede obtener directamente del terreno mediante la prueba de placa ASTM D1195 y D1196.

LUGAR	TIPO DE SUELO	SIMBOLO	SUCS	V.R.S. %	TEXTURA	FASE FISICA	K
Uruapilla	Acriso Ortico + Litosol	Ao + I	CH	3.0	Fina	Lítica	50

Su Coeficiente de Drenaje (Cd) es de 1.1 y se obtuvo de acuerdo al porcentaje del tiempo que la estructura del pavimento que está expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación. En este caso se escogió uno que está entre 1-5%, es decir, su calidad de drenaje es buena.

En el caso de la **Serviciabilidad Inicial (Po) se propuso un parámetro normal de 4.5** para pavimento de concreto y se puede definir que es la condición que tiene un pavimento inmediatamente después de la construcción del mismo.

La Serviciabilidad Final (Pt) tiene que ver con la calificación que esperamos tenga el pavimento al final de su vida útil, **para este caso fue de 1.8** que corresponde a un pavimento urbano principal.

El Coeficiente de Transferencia de Carga (J) entre las losas adyacentes fue de 2.7 y depende varios factores: la cantidad de tráfico, la utilización de pasajuntas, soporte lateral de las losas. Mientras más efectiva sea la transferencia de carga entre las losas mejor será el comportamiento del pavimento a lo largo de su vida útil. Una manera de transferir la carga de una losa a otra es mediante la trabazón de agregados que se genera en la grieta debajo del corte de la junta (sin embargo esta forma de transferir carga solamente se recomienda para vías con tráfico ligero).

La utilización de pasajuntas es la manera más conveniente de lograr la efectividad en la transferencia de cargas, su conveniencia de utilizarlas es cuando el tráfico pesado sea mayor al 25% del tráfico local o que los ESAL's sean mayor a los 5 millones.

Reporte de AASHTO



DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO



Método AASHTO

PROYECTO: URUAPILLA
UBICACION: , MORELIA - MICHOACAN

FECHA: 6/6/2007 12:22:32 PM
DISEÑADO: ENRIQUE HERNANDEZ GOMEZ
NOTAS:

DATOS DEL TRÁFICO

FACTOR DE SENTIDO (FS): 0.5
FACTOR DE CARRIL (FC): 1
TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA): 1500

Período de Aforo:

Inicio: 05/05/2006
Fin: 04/05/2007
Total de días Aforado 365

Tipo de Vehículo	AFORO		
	Normales	Extras	Total en el Período Aforado
A2	430000	8000	438000
B2	54000	750	54750
C2	27000	375	27375
T2-S1	27000	375	27375

COMPOSICION VEHICULAR			
Total Diario	%	% Cargados	% Vacíos
1200	80	100	0
150	10	60	40
75	5	60	40
75	5	60	40

TASA DE CRECIMIENTO ANUAL: 1 %
PERIODO DE DISEÑO: 20 Año/s

DATOS DEL PAVIMENTO

CONFIABILIDAD(R): 60 %
DESVIACION ESTANDAR (So): 0.35
MODULO DE RUPTURA DEL CONCRETO (MR): 640.1 Psi
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (Ec): 4608225 Psi
COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J): 2.7
MODULO DE SUBREACCION DEL SUELO DE APOYO (k): 50 Pci
COEFICIENTE DE DRENAJE (Cd): 1.1
INDICE DE SERVICIO INICIAL (Po): 4.5
INDICE DE SERVICIO FINAL (Pt): 1.8

Se considera que el pavimento cuenta con barras pasajuntas para la transferencia de carga, además de también considerar que el pavimento cuenta con soporte lateral.

RESULTADOS:

EJES SENCILLOS EQS. DE 18 KIPS: **2415016** ESALS

Nº	Tipo de Eje	Peso del Eje	Repeticiones al año	Repeticiones en la Vida Útil	ESALS
1	Sencillo	2.2	438000	9644324	2704
2	Sencillo	6.6	5475	120554	1837
3	Sencillo	7.04	5475	120554	2382
4	Sencillo	7.48	10950	241108	6093
5	Sencillo	7.7	16425	361662	10285
6	Sencillo	12.1	32850	723324	134833
7	Sencillo	15.4	10950	241108	124494
8	Sencillo	22	41062	904144	2132388

ESPESOR DEL PAVIMENTO: **6.19 in (15.72 cms)**

MODULACION DE LOSAS

De acuerdo al Espesor encontrado y siguiendo el criterio AASHTO, CEMEX le recomienda la siguiente modulación de losas:

SEPARACION MAXIMA DE JUNTAS TRANSVERSALES: 3.77 metros
 RANGO DE SEPARACION DE JUNTAS LONGITUDINALES: 3.0 a 4.5 metros

PASAJUNTAS Y BARRAS DE AMARRE

PASAJUNTAS

Diámetro: 1 in (2.54 cms)
 Longitud: 18 in (45.72 cms)
 Separación: 12 in (30.48 cms)

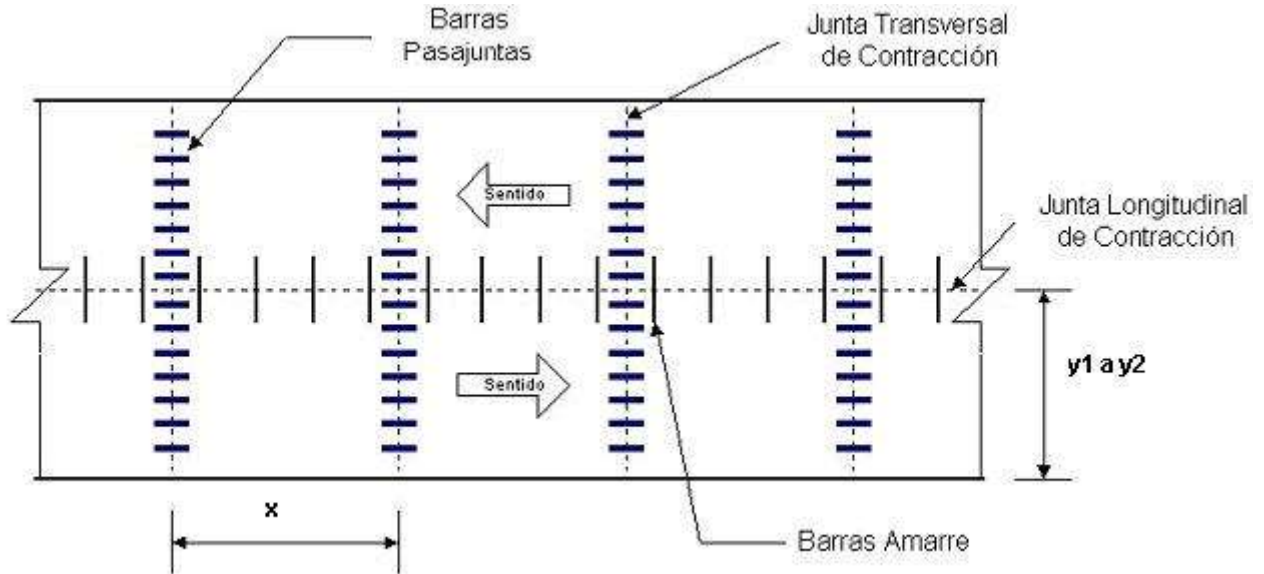
BARRAS DE AMARRE

Separación en cms, según la distancia al extremo libre.

Espesor Pavimento (cms)	Diámetro (in)	Longitud (cms)	Distancia al Extremo Libre (m)			
			3.05 m	3.66 m	4.27 m	7.32 m
hasta 14	1/2	64	76	76	76	64
hasta 18	1/2	71	76	76	76	51
hasta 21.6	1/2	79	76	76	71	41
hasta 25.4	5/8	81	91	91	91	56
hasta 30.5	5/8	91	91	91	79	46

CROQUIS ESQUEMATICO

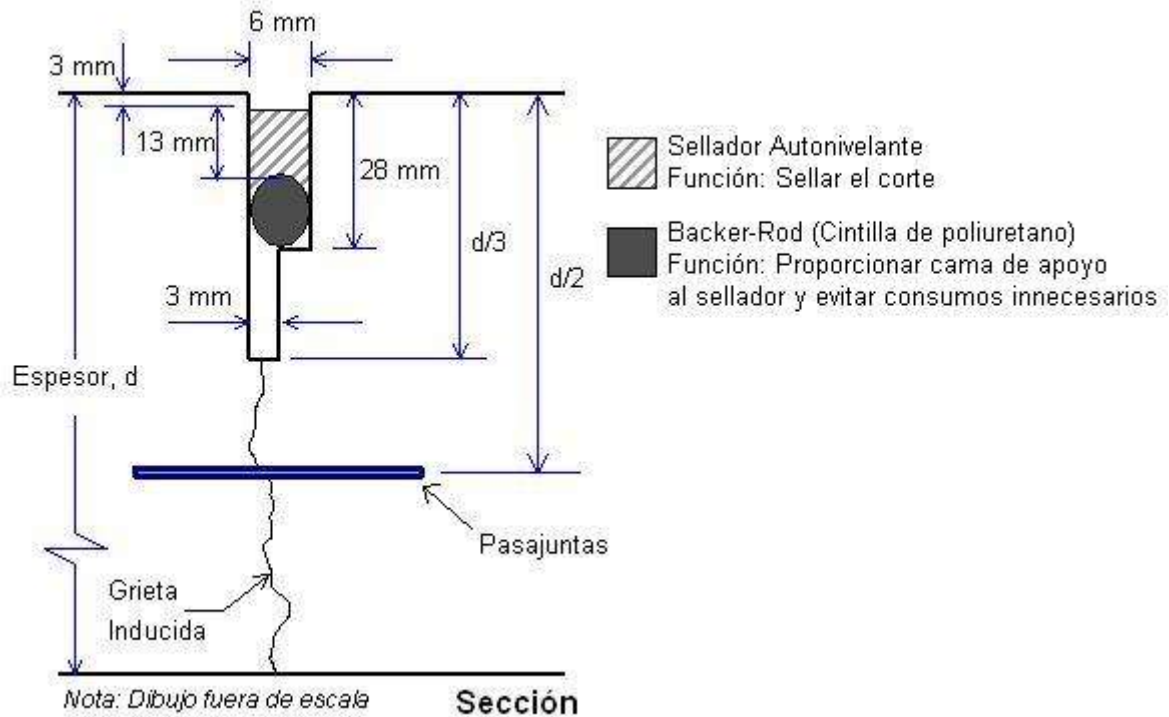
x = 3.77 metros y1 = 3.0 metros y2 = 4.5 metros *



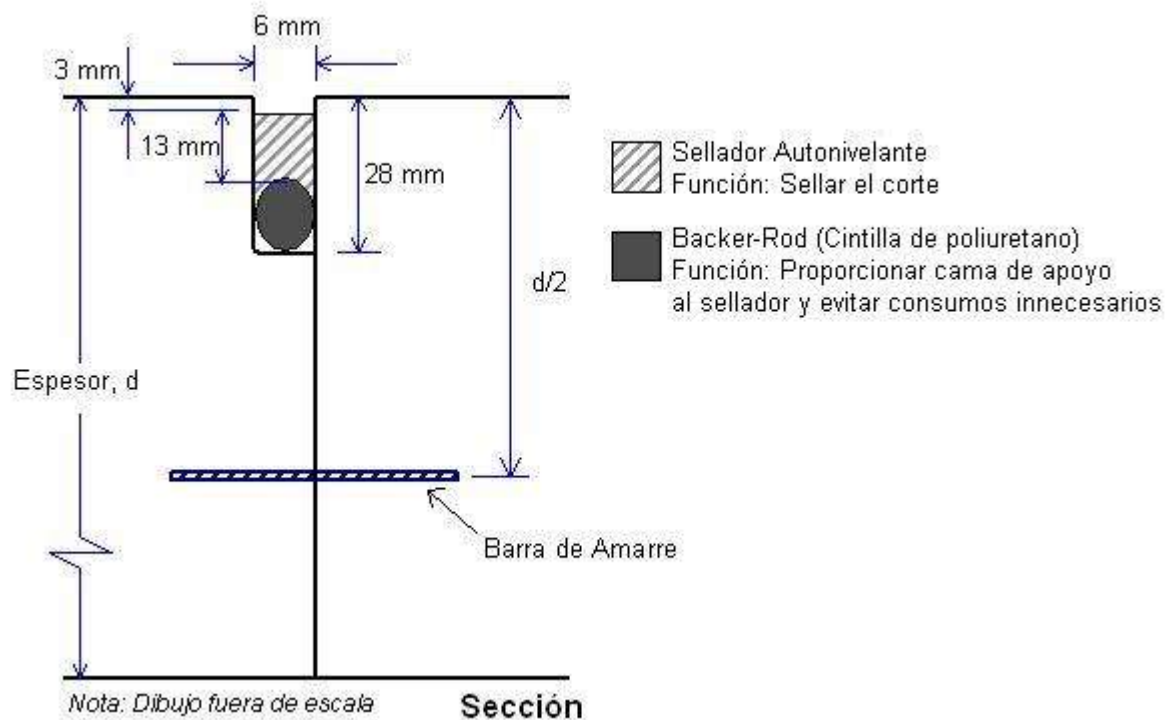
La relación largo/ancho de las losas debe estar entre 0.71 y 1.40

DETALLES DE JUNTAS:

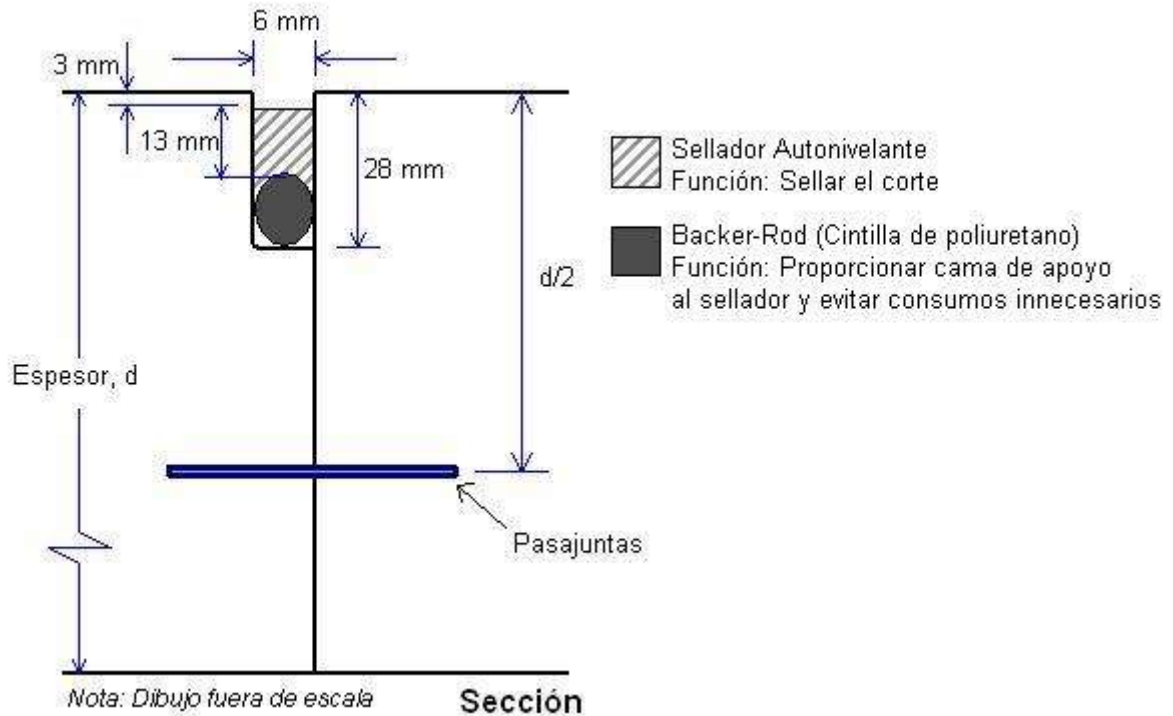
1) DETALLE DE JUNTA DE CONTRACCION TRANSVERSAL ASERRADA CON DISCO DE DIAMANTE DE 1/8" DE ESPESOR



2) DETALLE DE JUNTA LONGITUDINAL







3) DETALLE DE JUNTA DE CONSTRUCCION



En el último caso que es **Buenavista**, se propuso los siguientes valores:

Un Transito Promedio Diario Anual (TPDA) de 1000 vehículos, los valores del TPDA están basados en función del lugar, ya que no se cuenta con un aforo real, clasificados de la siguiente manera:

A2 (Automóvil) 70 %	B2 (Autobús de 2 ejes) 10 %	C2 (Camión de 2 ejes) 10%
		
T2-S1 (Tractor de 2 ejes con semirremolque de 1 eje) 10 % 		

La Vida Útil es de **20 años**, el cual es un tiempo recomendado para nuestro país.

Un Factor de Sentido (FS) de 1.0 el cual es un coeficiente que nos sirve para discriminar que porcentaje del TPDA se considera en el sentido de diseño. Normalmente el valor del TPDA considera la suma del tráfico en ambas direcciones de la vía, excepto para las vías que obviamente son de un solo sentido. Es muy importante verificar que al realizar el estudio de tráfico estas consideraciones se hayan tomado en cuenta, de lo contrario conocer los criterios adoptados para poder estimar adecuadamente el tráfico de diseño.

El Factor de Carril (FC) fue considerado de 0.80. Es un coeficiente que nos permite estimar que tanto del tráfico en el sentido de diseño circula por el carril de diseño.

Una vía con dos carriles en el sentido de diseño, dependiendo del tipo de camino: carretero ó urbano y de que tan saturada esté la vía, pueda ser que sobre el carril de diseño circule un 50% a un 80% del tráfico en ese sentido.

La Tasa de Crecimiento del 1%, porque se estimó un crecimiento normal el cual está en un rango de 1 a 3% y depende de muchos factores tales como el desarrollo económico-social, la capacidad de la vía.

La Confiabilidad (R) es la probabilidad de que un pavimento desarrolle su función durante su vida útil en condiciones adecuadas para su operación y se aplicó un **60%** ya que fue considerada para una vía urbana principal. Otra forma de definir la confiabilidad es como un Factor de Seguridad, el cual se debe valorar con el mejor de los criterios, estando este ligado a una Desviación Estándar.

La Desviación Estándar (So) es de 0.35 ya que se pensó en un pavimento nuevo. Y se puede definir como la cantidad de error estadístico, resultando de la variación en los diferentes parámetros, tales como: materiales, calidad de construcción, cuantificación del tráfico, variaciones del soporte en el suelo.

El Módulo de Ruptura del Concreto (MR) se colocó un valor de 640.1 psi (45 kg/cm²) debido a que los pavimentos de concreto trabajan principalmente a flexión normalmente especificada a los 28 días. El Módulo de Ruptura se mide mediante ensayos de vigas de concreto aplicándoles cargas en los tercios de su claro de apoyo. Esta prueba está normalizada por la ASTM C78.

El Módulo de Elasticidad (Ec) es de 4,320,675 psi ($E_c = 6750 * MR$). Dicho módulo está relacionado con su Módulo de Ruptura y se determina mediante la norma ASTM C49.

El Módulo de Reacción del Suelo (K) para este ejemplo fue de 450 pci y corresponde a la capacidad portante que tiene el terreno natural en donde se soportará el cuerpo del pavimento. Este módulo se puede obtener directamente del terreno mediante la prueba de placa ASTM D1195 y D1196.

LUGAR	TIPO DE SUELO	SIMBOLO	SUCS	V.R.S. %	TEXTURA	FASE FISICA	K
Buenavista	Ranker + Litosol	U + I	GP	80	Media	Lítica	450

Su Coeficiente de Drenaje (Cd) es de 1.1 y se obtuvo de acuerdo al porcentaje del tiempo que la estructura del pavimento que está expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación. En este caso se escogió uno que está entre 1-5%, es decir, su calidad de drenaje es buena.

En el caso de la **Serviciabilidad Inicial (Po) se propuso un parámetro normal de 4.5** para pavimento de concreto y se puede definir que es la condición que tiene un pavimento inmediatamente después de la construcción del mismo.

La Serviciabilidad Final (Pt) tiene que ver con la calificación que esperamos tenga el pavimento al final de su vida útil, **para este caso fue de 1.8** que corresponde a un pavimento urbano principal.

El Coeficiente de Transferencia de Carga (J) entre las losas adyacentes fue de 2.7 y depende varios factores: la cantidad de tráfico, la utilización de pasajuntas, soporte lateral de las losas. Mientras más efectiva sea la transferencia de carga entre las losas mejor será el comportamiento del pavimento a lo largo de su vida útil. Una manera de transferir la carga de una losa a otra es mediante la trabazón de agregados que se genera en la grieta debajo del corte de la junta (sin embargo esta forma de transferir carga solamente se recomienda para vías con tráfico ligero).

La utilización de pasajuntas es la manera más conveniente de lograr la efectividad en la transferencia de cargas, su conveniencia de utilizarlas es cuando el tráfico pesado sea mayor al 25% del tráfico local o que los ESAL's sean mayor a los 5 millones.



Reporte de AASHTO

DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO

Método AASHTO



PROYECTO: BUENAVISTA
UBICACION: , MORELIA - MICHOACAN

FECHA: 6/6/2007 12:31:37 PM
DISEÑADO: ENRIQUE HERNANDEZ GOMEZ
NOTAS:

DATOS DEL TRÁFICO

FACTOR DE SENTIDO (FS): 1
FACTOR DE CARRIL (FC): 0.8
TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA): 1000

Período de Aforo:

Inicio: 05/05/2006
Fin: 04/05/2007
Total de días Aforado 365

Tipo de Vehículo	AFORO		
	Normales	Extras	Total en el Período Aforado
A2	250000	5500	255500
B2	36000	500	36500
C2	36000	500	36500
T2-S1	36000	500	36500

COMPOSICION VEHICULAR			
Total Diario	%	% Cargados	% Vacíos
700	70	100	0
100	10	60	40
100	10	60	40
100	10	60	40

TASA DE CRECIMIENTO ANUAL: 1 %
PERIODO DE DISEÑO: 20 Año/s

DATOS DEL PAVIMENTO

CONFIABILIDAD(R): 60 %
DESVIACION ESTANDAR (So): 0.35
MODULO DE RUPTURA DEL CONCRETO (MR): 640.1 Psi
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (Ec): 4320675 Psi
COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J): 2.7
MODULO DE SUBREACCION DEL SUELO DE APOYO (k): 450 Pci
COEFICIENTE DE DRENAJE (Cd): 1.1

INDICE DE SERVICIO INICIAL (Po): 4.5

INDICE DE SERVICIO FINAL (Pt): 1.8

Se considera que el pavimento cuenta con barras pasajuntas para la transferencia de carga, además de también considerar que el pavimento cuenta con soporte lateral.

RESULTADOS:

EJES SENCILLOS EQS. DE 18 KIPS: **4062243** ESALS

Nº	Tipo de Eje	Peso del Eje	Repeticiones al año	Repeticiones en la Vida Útil	ESALS
1	Sencillo	2.2	408800	9001369	2592
2	Sencillo	6.6	11680	257182	4019
3	Sencillo	7.04	11680	257182	5208
4	Sencillo	7.48	23360	514364	13310
5	Sencillo	7.7	23360	514364	14974
6	Sencillo	12.1	52560	1157319	217742
7	Sencillo	15.4	11680	257182	132709
8	Sencillo	22	70080	1543092	3671689

ESPESOR DEL PAVIMENTO: **5.33 in (13.54 cms)**

MODULACION DE LOSAS

De acuerdo al Espesor encontrado y siguiendo el criterio AASHTO, CEMEX le recomienda la siguiente modulación de losas:

SEPARACION MAXIMA DE JUNTAS TRANSVERSALES: 3.25 metros

RANGO DE SEPARACION DE JUNTAS LONGITUDINALES: 3.0 a 4.5 metros

PASAJUNTAS Y BARRAS DE AMARRE

PASAJUNTAS

Diámetro: 0.75 in (1.9 cms)

Longitud: 16 in (40.64 cms)

Separación: 12 in (30.48 cms)

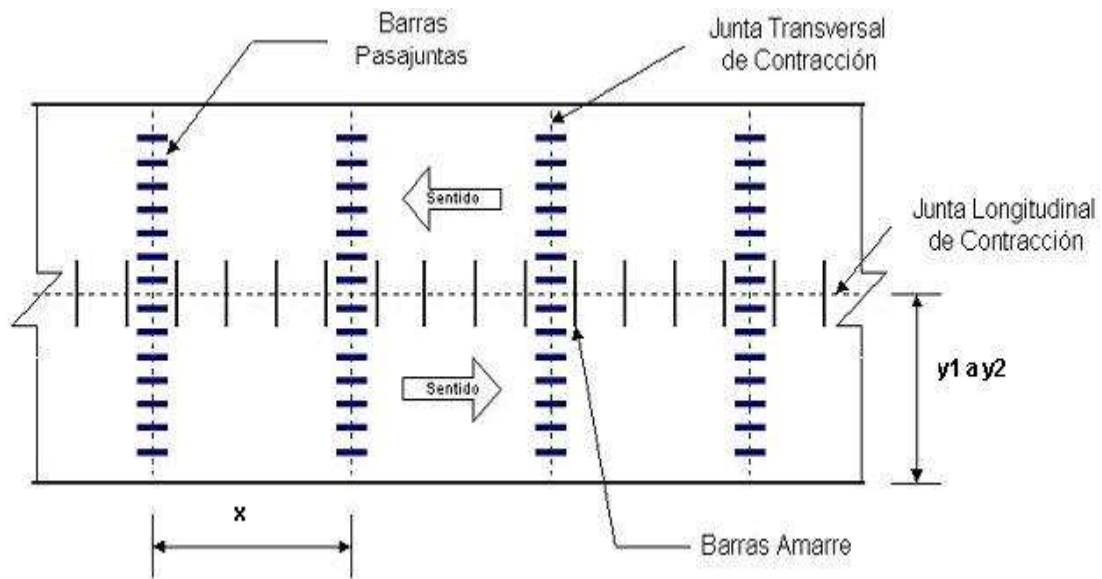
BARRAS DE AMARRE

Separación en cms, según la distancia al extremo libre.

Espesor Pavimento (cms)	Diámetro (in)	Longitud (cms)	Distancia al Extremo Libre (m)			
			3.05 m	3.66 m	4.27 m	7.32 m
hasta 14	1/2	64	76	76	76	64
hasta 18	1/2	71	76	76	76	51
hasta 21.6	1/2	79	76	76	71	41
hasta 25.4	5/8	81	91	91	91	56
hasta 30.5	5/8	91	91	91	79	46

CROQUIS ESQUEMATICO

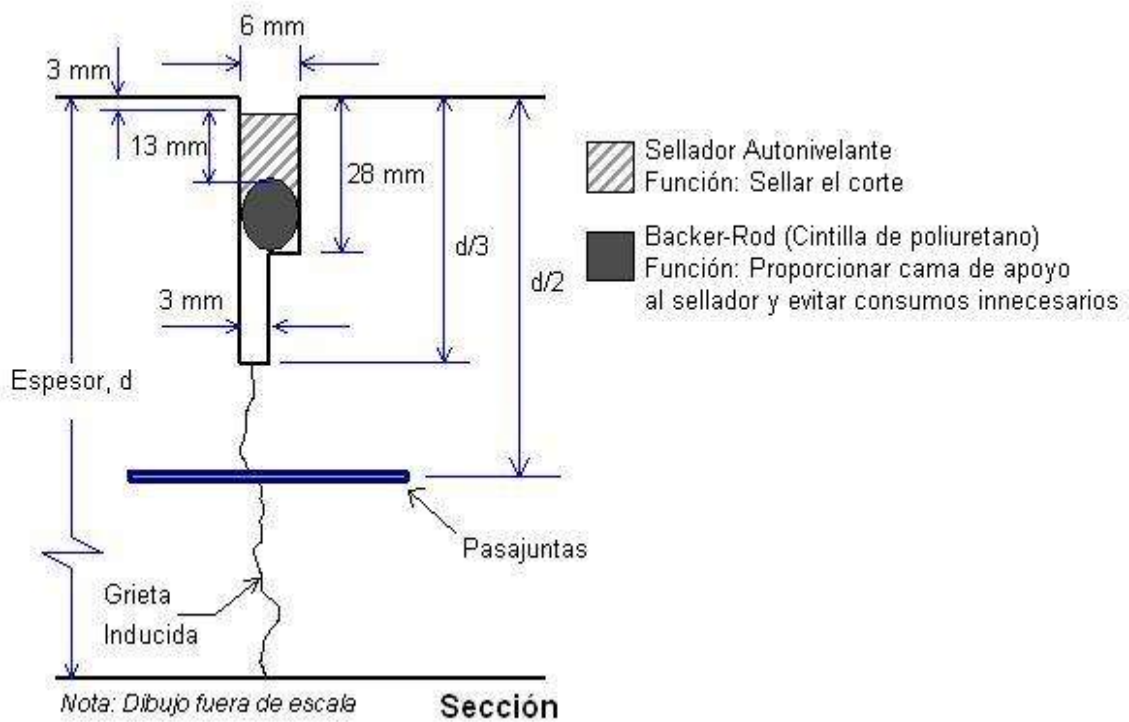
x = 3.25 metros y1 = 3.0 metros y2 = 4.5 metros *



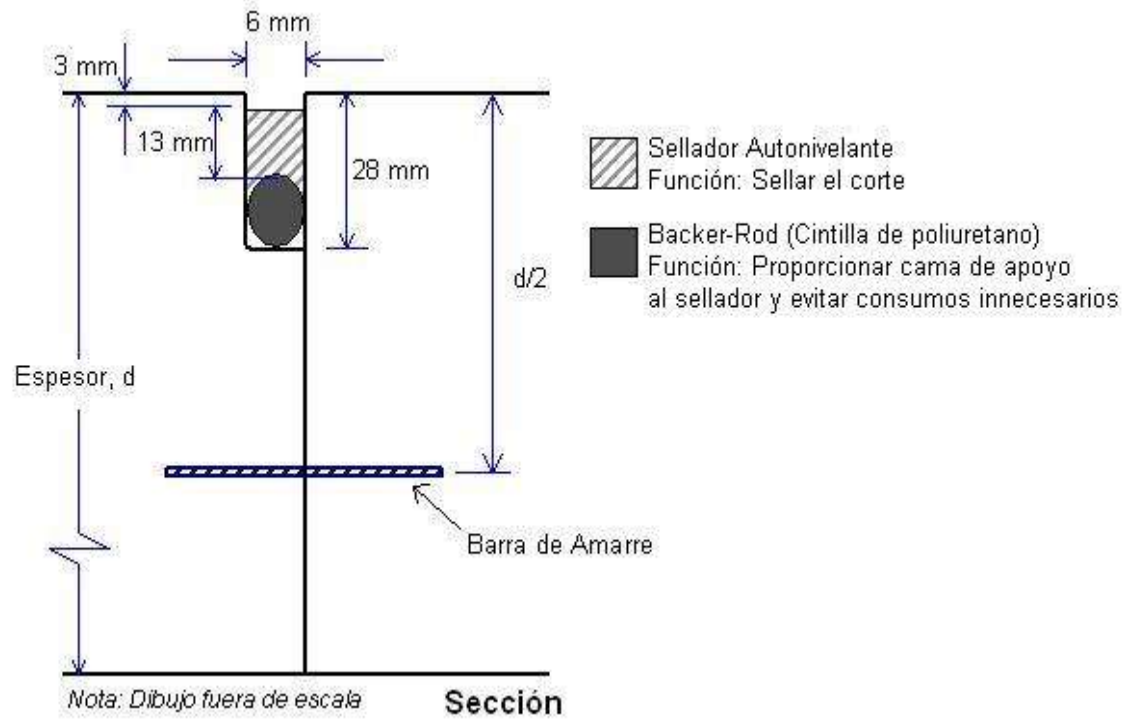
* La relación largo/ancho de las losas debe estar entre 0.71 y 1.40

DETALLES DE JUNTAS:

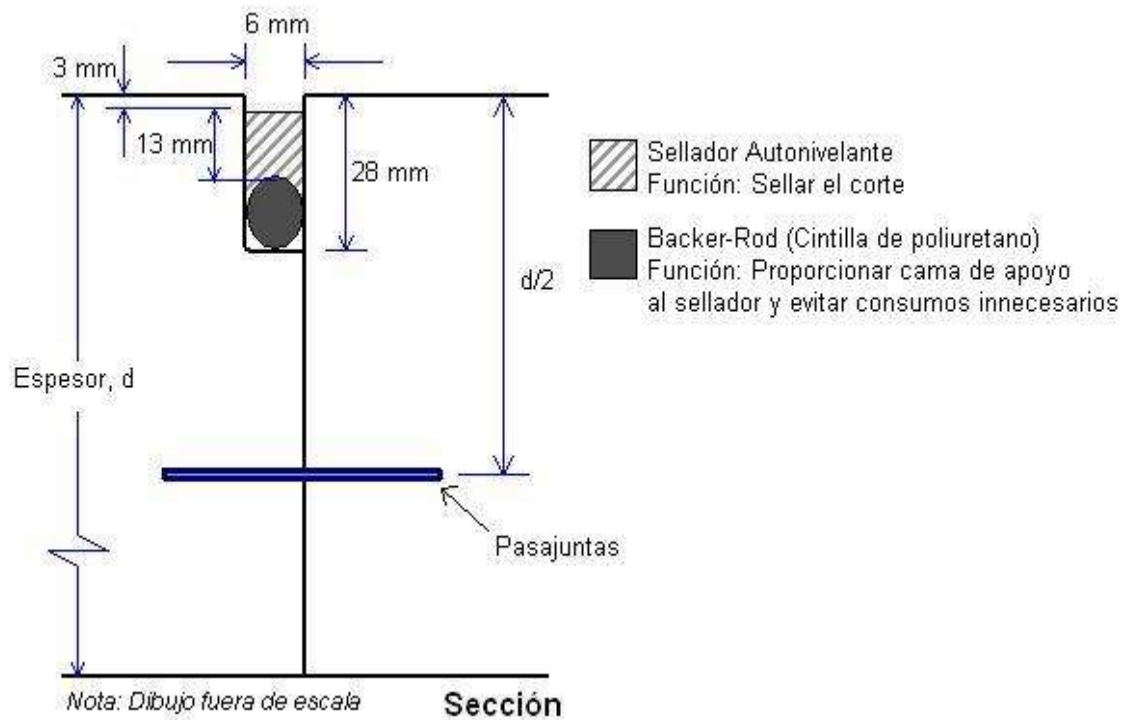
1) DETALLE DE JUNTA DE CONTRACCION TRANSVERSAL ASERRADA CON DISCO DE DIAMANTE DE 1/8" DE ESPESOR



2) DETALLE DE JUNTA LONGITUDINAL



3) DETALLE DE JUNTA DE CONSTRUCCION







METODO PCA

La interpretación de resultados por el método PCA se aplicó en los mismos lugares del método AASHTO y los cuales son La Quemada, Uruapilla y el último es el de Buena Vista. Son muchas las variables que intervienen para la realización correcta de un pavimento de concreto hidráulico, en el cual también debe existir un buen criterio en la toma de valores correspondientes a dichas variables, aunando una experiencia en la realización de dicha obra.

Tomaremos el primer lugar **La Quemada**, se propuso los siguientes valores:

Un Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) de 1500 vehículos, los valores del TPDA están basados en función del lugar, ya que no se cuenta con un aforo real, clasificados de la siguiente manera:

A2 (Automóvil) 70 % 	B2 (Autobús de 2 ejes) 20 % 	C2 (Camión de 2 ejes) 5% 	
T2-S1 (Tractor de 2 ejes con semirremolque de 1 eje) 5% 			

La Vida Útil es de **20 años**, el cual es un tiempo recomendado para nuestro país.

Un Factor de Sentido (FS) de 1.0 el cual es un coeficiente que nos sirve para discriminar que porcentaje del TPDA se considera en el sentido de diseño. Normalmente el valor del TPDA considera la suma del tráfico en ambas direcciones de la vía, excepto para las vías que obviamente son de un solo sentido. Es muy importante verificar que al realizar el estudio de tráfico estas consideraciones se hayan tomado en cuenta, de lo contrario conocer los criterios adoptados para poder estimar adecuadamente el tráfico de diseño.

El Factor de Carril (FC) fue considerado de 0.80. Es un coeficiente que nos permite estimar que tanto del tráfico en el sentido de diseño circula por el carril de diseño. Una vía con dos carriles en el sentido de diseño, dependiendo del tipo de camino: carretero ó urbano y de que tan saturada esté la vía, pueda ser que sobre el carril de diseño circule un 50% a un 80% del tráfico en ese sentido.

La Tasa de Crecimiento del 1%, porque se estimó un crecimiento normal el cual está en un rango de 1 a 3% y depende de muchos factores tales como el desarrollo económico-social, la capacidad de la vía.

El Espesor inicial para el método PCA se tiene que proponer y así con los datos de diseño dicho método se da a la tarea de calcular el espesor del pavimento; para este caso iniciaremos con el espesor de **5.01 in (12.73 cm)**.

El Módulo de Reacción del Suelo (K) para este lugar es de 700 pci y corresponde a la capacidad portante que tiene el terreno natural en donde se soportará el cuerpo del pavimento. Este módulo se puede obtener directamente del terreno mediante la prueba de placa ASTM D1195 y D1196.

LUGAR	TIPO DE SUELO	SIMBOLO	SUCS	V.R.S. %	TEXTURA	FASE FISICA	K
La Quemada	Vertisol Pélico + Litosol	Vp + I	Roca	120	Fina	Lítica	700

El Módulo de Ruptura del Concreto (MR) se colocó un valor de 640.1 psi (45 kg/cm²) debido a que estará destinado el pavimento a una calle urbana principal ya que los pavimentos de concreto trabajan principalmente a flexión normalmente especificada a los 28 días. El Módulo de Ruptura se mide mediante ensayos de vigas de concreto aplicándoles cargas en los tercios de su claro de apoyo. Esta prueba está normalizada por la ASTM C78.

El Factor de Seguridad de Carga (FSC) es de 1.1 y este factor considera las variaciones y sobrecargas que se pueden tener dentro del tráfico de diseño.

El Módulo de Elasticidad (Ec) es de 4,000,000 psi, para el método de PCA el Ec siempre estará fijo y se determina mediante la norma ASTM C49.

La Relación o Módulo de Poisson (μ) es de 0.15, es decir, siempre tomará este mismo valor y se puede mencionar que es el cociente de la deformación lateral entre la deformación en dirección axial.



DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO - CEMEX

Método PCA



PROYECTO: LA QUEMADA
UBICACION: , MORELIA - MICHOACAN

FECHA: 6/7/2007
DISEÑADO: ENRIQUE HERNANDEZ GOMEZ
NOTAS:

DATOS DEL TRÁFICO

FACTOR DE SENTIDO (FS): 1
FACTOR DE CARRIL (FC): 0.8
TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA): 1500

Período de Aforo:

Inicio: 05/05/2006
Fin: 04/05/2007
Total de días Aforado 365

Tipo de Vehículo	AFORO		
	Normales	Extras	Total en el Período Aforado
A2	380000	3250	383250
B2	109000	500	109500
C2	27000	375	27375
T2-S1	27000	375	27375

COMPOSICION VEHICULAR			
Total Diario	%	% Cargados	% Vacíos
1050	70	100	0
300	20	60	40
75	5	60	40
75	5	60	40

TASA DE CRECIMIENTO ANUAL: 1 %
 PERIODO DE DISEÑO: 20 Año/s

DATOS DEL PAVIMENTO

MODULO DE REACCION(K): 700 Pci
 MODULO DE RUPTURA (MR): 640.1 Psi
 FACTOR DE SEGURIDAD DE CARGA (FSC): 1.1
 MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (Ec): 4000000 Pci
 MODULO DE POISSON (μ): 0.15
 FACTOR 2: 1
 FACTOR 3: 0.894
 FACTOR 4: 0.953
 RIGIDEZ RELATIVA (I): 20.6498 in

Se considera que el pavimento cuenta con barras pasajuntas para la transferencia de carga, además de también considerar que el pavimento cuenta con soporte lateral.

RESULTADOS:

ESPESOR DEL PAVIMENTO: 7.2 in (18.288 cms)
 % DE FATIGA: 0 % OK
 % DE EROSION: 89.6 % OK

El espesor es adecuado para los datos de diseño

MODULACION DE LOSAS

SEPARACION MAXIMA DE JUNTAS TRANSVERSALES: 4.39 metros
 RANGO DE SEPARACION DE JUNTAS LONGITUDINALES: 3.0 a 4.5 metros

Espeor = 7.2 in - MR = 640.10 psi - C/Sop. Lateral - C/Pasajuntas ■ Análisis de Fatiga ■ Análisis de Erosión

Carga del Eje en Kips	Carga del Eje por FS=1.3	Repeticiones Esperadas	f1	Esfuerzo Actuante	Esf. Act./MR	Repeticiones Permisibles	% de Fatiga	Trabajo	Repeticiones Permisibles	% de Daño
L = 20.6498 in - Fact2 = 1 - Fact3 = 0.8940 - Fact4 = 0.9530										
EJES SENCILLOS			Msen = 1850.8				FEsen = 0			
2.2	2.86	13502053	0.1543	28.16	0.044	ilimitadas	0	0.15	ilimitadas	0
6.6	8.58	192886	0.4333	79.08	0.1236	ilimitadas	0	1.38	ilimitadas	0
7.04	9.15	192886	0.4604	84.03	0.1313	ilimitadas	0	1.57	ilimitadas	0
7.48	9.72	385773	0.4874	88.96	0.139	ilimitadas	0	1.77	ilimitadas	0
7.7	10.01	964432	0.5009	91.42	0.1428	ilimitadas	0	1.88	ilimitadas	0
12.1	15.73	1735978	0.7661	139.81	0.2184	ilimitadas	0	4.64	ilimitadas	0
15.4	20.02	771546	0.961	175.38	0.274	ilimitadas	0	7.52	ilimitadas	0

22	28.6	2025308	1.3438	245.24	0.3831	ilimitadas	0	15.34	2260467	89.6
					Subtotal Ejes Sencillos = 0 %			Subtotal Ejes Sencillos = 89.6 %		
EJES TANDEM			Mtan = 1557.3				FEtan = 0			
					Subtotal Ejes Tandem = %			Subtotal Ejes Tandem = %		
EJES TRIDEM			Mtri = 1317.1				FEtri = 0			
					Subtotal Ejes Tridem = 0 %			Subtotal Ejes Tridem = 0 %		
					RESUMEN					
					Subtotal Ejes Sencillos = 0 %			Subtotal Ejes Sencillos = 89.6 %		
					Subtotal Ejes Tandem = %			Subtotal Ejes Tandem = %		
					Subtotal Ejes Tridem = 0 %			Subtotal Ejes Tridem = 0 %		
					Total Fatiga = 0 %			Total Erosión = 89.6 %		

PASAJUNTAS Y BARRAS DE AMARRE

PASAJUNTAS

Diámetro: 1 in (2.54 cms)

Longitud: 18 in (45.72 cms)

Separación: 12 in (30.48 cms)

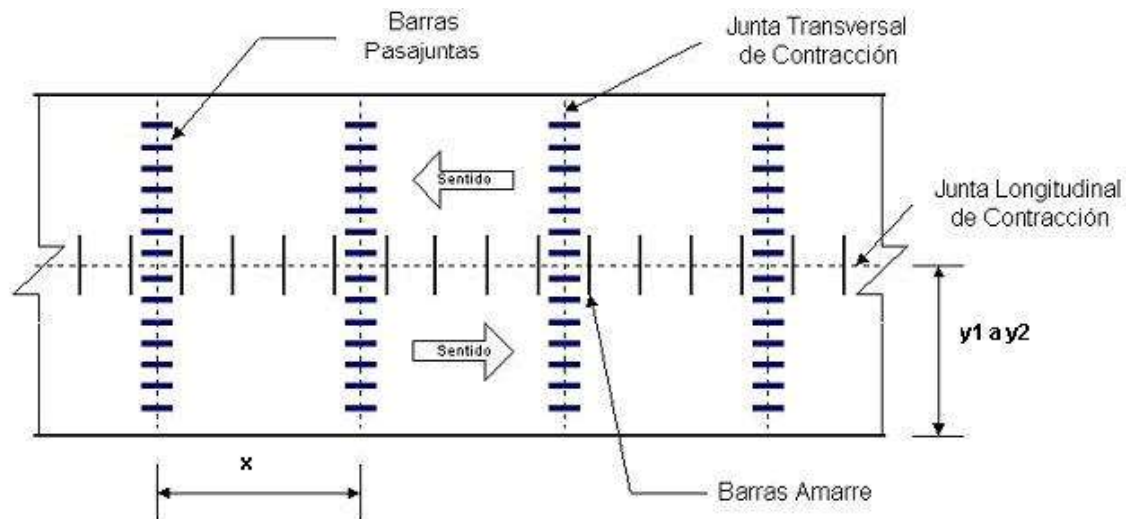
BARRAS DE AMARRE

Separación en cms, según la distancia al extremo libre.

Espesor Pavimento (cms)	Diámetro (in)	Longitud (cms)	Distancia al Extremo Libre (m)			
			3.05 m	3.66 m	4.27 m	7.32 m
hasta 14	1/2	64	76	76	76	64
hasta 18	1/2	71	76	76	76	51
hasta 21.6	1/2	79	76	76	71	41
hasta 25.4	5/8	81	91	91	91	56
hasta 30.5	5/8	91	91	91	79	46

CROQUIS ESQUEMATICO

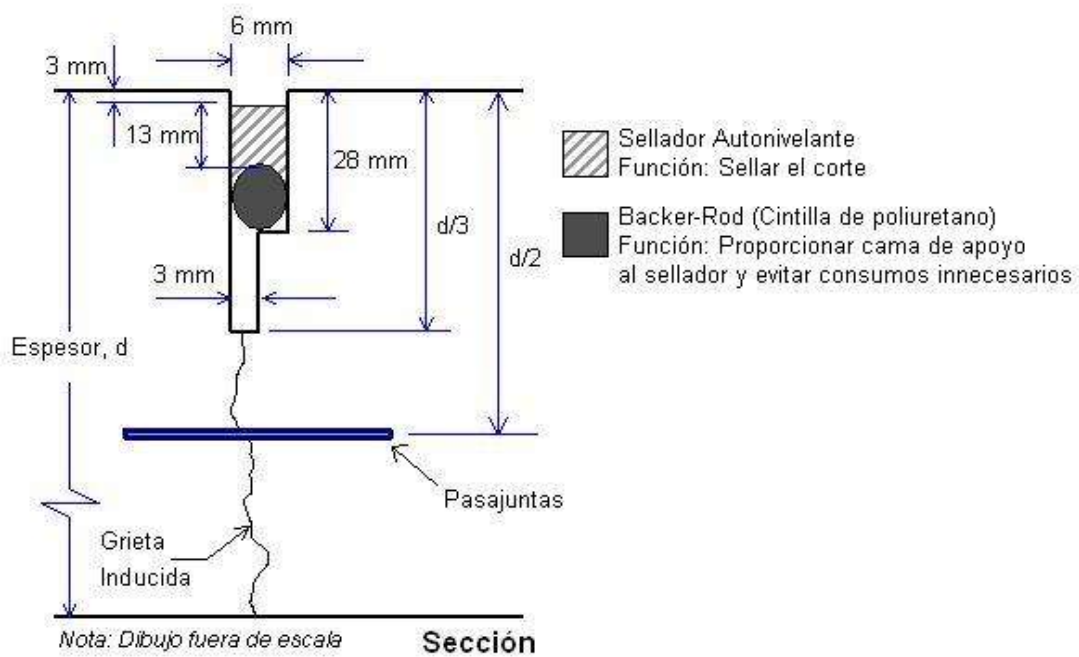
x = 4.39 metros y1 = 3.0 metros y2 = 4.5 metros *

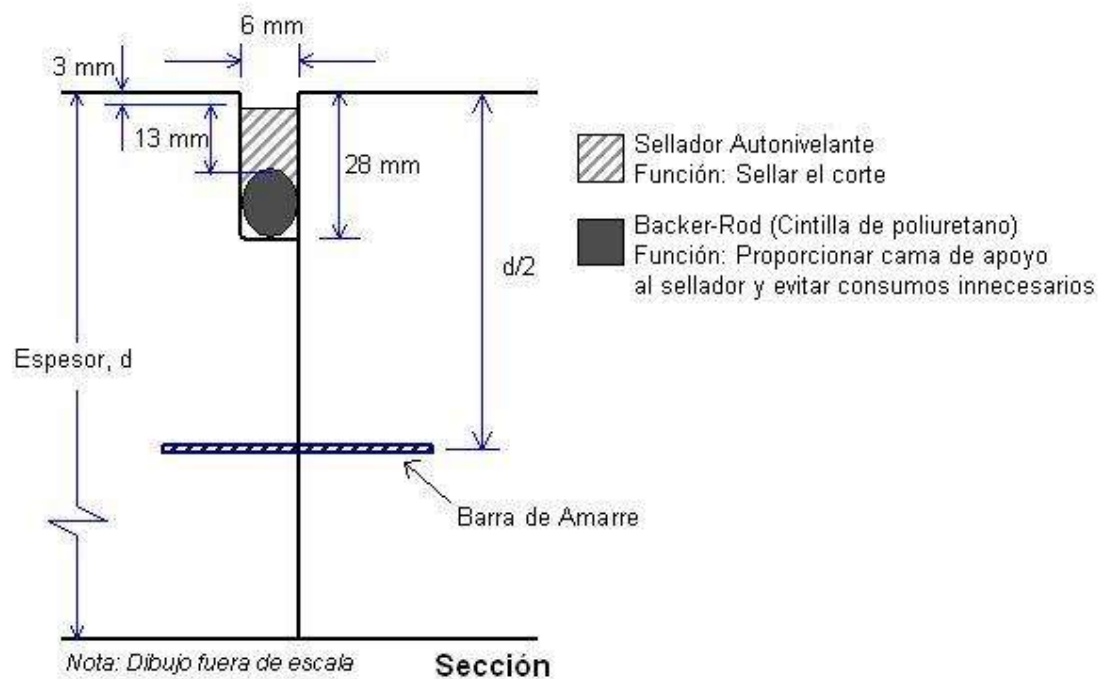


* La relación largo/ancho de las losas debe estar entre 0.71 y 1.40

DETALLES DE JUNTAS:

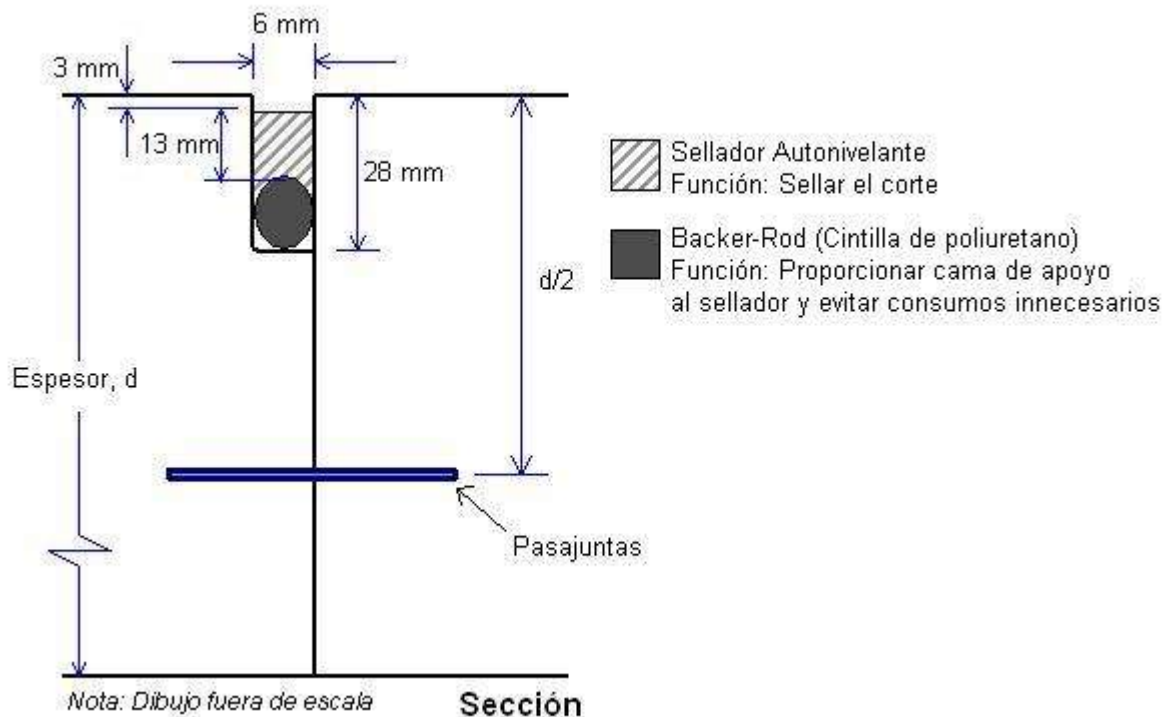
1) DETALLE DE JUNTA DE CONTRACCION TRANSVERSAL ASERRADA CON DISCO DE DIAMANTE DE 1/8" DE ESPESOR





2) DETALLE DE JUNTA LONGITUDINAL

3) DETALLE DE JUNTA DE CONSTRUCCION



El segundo caso es el de **Uruapilla**, se propusieron los siguientes valores:

Un Transito Promedio Diario Anual (TPDA) de 1500 vehículos, los valores del TPDA están basados en función del lugar, ya que no se cuenta con un aforo real, clasificados de la siguiente manera:

A2 (Automóvil)	B2 (Autobús de 2 ejes)	C2 (Camión de 2 ejes)	
-----------------------	-------------------------------	------------------------------	--



T2-S1 (Tractor de 2 ejes con semirremolque de 1 eje)
5%



La Vida Útil es de **20 años**, el cual es un tiempo recomendado para nuestro país.

Un Factor de Sentido (FS) de 0.5 el cual es un coeficiente que nos sirve para discriminar que porcentaje del TPDA se considera en el sentido de diseño. Normalmente el valor del TPDA considera la suma del tráfico en ambas direcciones de la vía, excepto para las vías que obviamente son de un solo sentido. Es muy importante verificar que al realizar el estudio de tráfico estas consideraciones se hayan tomado en cuenta, de lo contrario conocer los criterios adoptados para poder estimar adecuadamente el tráfico de diseño.

El Factor de Carril (FC) fue considerado de 1.0. Es un coeficiente que nos permite estimar que tanto del tráfico en el sentido de diseño circula por el carril de diseño. Una vía de un solo carril en el sentido de circulación de diseño, obviamente el 100% del tráfico circulará por ese carril que al mismo tiempo será nuestro carril de diseño.

La Tasa de Crecimiento del 1%, porque se estimó un crecimiento normal el cual está en un rango de 1 a 3% y depende de muchos factores tales como el desarrollo económico-social, la capacidad de la vía.

El Espesor inicial para el método PCA se tiene que proponer y así con los datos de diseño dicho método se da a la tarea de calcular el espesor del pavimento; para este caso iniciaremos con el espesor de **6.19 in (15.72 cm)**.

El Módulo de Reacción del Suelo (K) para este lugar es de 50 pci y corresponde a la capacidad portante que tiene el terreno natural en donde se soportará el cuerpo del pavimento. Este módulo se puede obtener directamente del terreno mediante la prueba de placa ASTM D1195 y D1196.

LUGAR	TIPO DE SUELO	SIMBOLO	SUCS	V.R.S. %	TEXTURA	FASE FISICA	K
Uruapilla	Acriso Ortico + Litosol	Ao + I	CH	3.0	Fina	Lítica	50

El Módulo de Ruptura del Concreto (MR) se colocó un valor de 640.1 psi (45 kg/cm²) debido a que estará destinado el pavimento a una calle urbana principal ya que los pavimentos de concreto trabajan principalmente a flexión normalmente especificada a los 28 días. El Módulo de Ruptura se mide mediante ensayos de vigas de concreto aplicándoles cargas en los tercios de su claro de apoyo. Esta prueba está normalizada por la ASTM C78.

El Factor de Seguridad de Carga (FSC) es de 1.1 y este factor considera las variaciones y sobrecargas que se pueden tener dentro del tráfico de diseño.

El Módulo de Elasticidad (Ec) es de 4,000,000 psi, para el método de PCA el Ec siempre estará fijo y se determina mediante la norma ASTM C49.

La Relación o Módulo de Poisson (μ) es de 0.15, es decir, siempre tomará este mismo valor y se puede mencionar que es el cociente de la deformación lateral entre la deformación en dirección axial.



DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO - CEMEX

Método PCA



PROYECTO: URUAPILLA
UBICACION: , MORELIA - MICHOACAN

FECHA: 6/7/2007
DISEÑADO: ENRIQUE HERNANDEZ GOMEZ
NOTAS:

DATOS DEL TRÁFICO

FACTOR DE SENTIDO (FS): 0.5
FACTOR DE CARRIL (FC): 1
TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA): 1500
Período de Aforo:
Inicio: 05/05/2006
Fin: 04/05/2007
Total de días Aforado 365

Tipo de Vehículo	AFORO		Total en el Período Aforado
	Normales	Extras	
A2	430000	8000	438000
B2	54000	750	54750
C2	27000	375	27375
T2-S1	27000	375	27375

COMPOSICION VEHICULAR			
Total Diario	%	% Cargados	% Vacíos
1200	80	100	0
150	10	60	40
75	5	60	40
75	5	60	40

TASA DE CRECIMIENTO ANUAL: 1 %
PERIODO DE DISEÑO: 20 Año/s

DATOS DEL PAVIMENTO

MODULO DE REACCION(K): 50 Pci
MODULO DE RUPTURA (MR): 640.1 Psi
FACTOR DE SEGURIDAD DE CARGA (FSC): 1.1
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (Ec): 4000000 Pci
MODULO DE POISSON (μ): 0.15
FACTOR 2: 1
FACTOR 3: 0.894
FACTOR 4: 0.953

RIGIDEZ RELATIVA (I): 44.4382 in

Se considera que el pavimento cuenta con barras pasajuntas para la transferencia de carga, además de también considerar que el pavimento cuenta con soporte lateral.

RESULTADOS:

ESPESOR DEL PAVIMENTO: 8.3 in (21.082 cms)

% DE FATIGA: 92.44 % OK

% DE EROSION: 47.95 % OK

El espesor es adecuado para los datos de diseño

MODULACION DE LOSAS

SEPARACION MAXIMA DE JUNTAS TRANSVERSALES: 5 metros

RANGO DE SEPARACION DE JUNTAS LONGITUDINALES: 3.0 a 4.5 metros

Espesor = 8.3 in - MR = 640.10 psi - C/Sop. Lateral - C/Pasajuntas ■ Análisis de Fatiga ■ Análisis de Erosión

Car ga del Eje en Kips	Carg a del Eje por FS=1 .3	Repeticio nes Esperada s	f1	Esfuer zo Actuan te	Esf. Act./ MR	Repeticio nes Permisibl es	% de Fati ga	Traba jo	Repeticio nes Permisibl es	% de Daño
L = 44.4382 in - Fact2 = 1 - Fact3 = 0.8940 - Fact4 = 0.9530										
EJES SENCILLOS			Msen = 3177.8					FEsen = 0		
2.2	2.86	9644324	0.15 43	36.38	0.056 8	ilimitadas	0	0.16	ilimitadas	0
6.6	8.58	120554	0.43 33	102.18	0.159 6	ilimitadas	0	1.44	ilimitadas	0
7.04	9.15	120554	0.46 04	108.57	0.169 6	ilimitadas	0	1.63	ilimitadas	0
7.48	9.72	241108	0.48 74	114.94	0.179 6	ilimitadas	0	1.84	ilimitadas	0
7.7	10.01	361662	0.50 09	118.12	0.184 5	ilimitadas	0	1.95	ilimitadas	0
12.1	15.73	723324	0.76 61	180.65	0.282 2	ilimitadas	0	4.83	ilimitadas	0
15.4	20.02	241108	0.96 1	226.61	0.354	ilimitadas	0	7.82	ilimitadas	0
22	28.6	904144	1.34 38	316.87	0.495	978073	92.4 4	15.95	1885494	47.9 5
Subtotal Ejes Sencillos =							Subtotal Ejes Sencillos =			
92.44 %							47.95 %			
EJES TANDEM			Mtan = 2942.4					FEtan = 0		
Subtotal Ejes Tandem =							Subtotal Ejes Tandem =			
%							%			
EJES TRIDEM			Mtri = 2173.1					FEtri = 0		
Subtotal Ejes Tridem =							Subtotal Ejes Tridem =			
0 %							0 %			
RESUMEN										
Subtotal Ejes Sencillos =							Subtotal Ejes Sencillos =			
92.44 %							47.95 %			
Subtotal Ejes Tandem =							Subtotal Ejes Tandem =			
%							%			
Subtotal Ejes Tridem =							Subtotal Ejes Tridem =			
0 %							0 %			
Total Fatiga = 92.44 %							Total Erosión = 47.95 %			

PASAJUNTAS Y BARRAS DE AMARRE

PASAJUNTAS

Diámetro: 1.25 in (3.18 cms)
 Longitud: 18 in (45.72 cms)
 Separación: 12 in (30.48 cms)

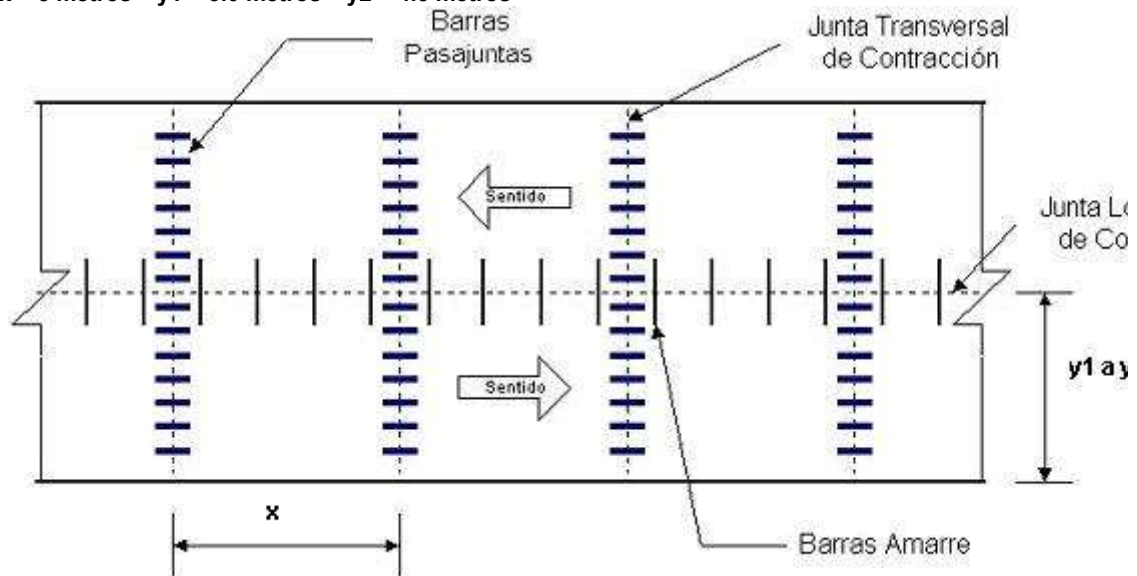
BARRAS DE AMARRE

Separación en cms, según la distancia al extremo libre.

Espesor Pavimento (cms)	Diámetro (in)	Longitud (cms)	Distancia al Extremo Libre (m)			
			3.05 m	3.66 m	4.27 m	7.32 m
hasta 14	1/2	64	76	76	76	64
hasta 18	1/2	71	76	76	76	51
hasta 21.6	1/2	79	76	76	71	41
hasta 25.4	5/8	81	91	91	91	56
hasta 30.5	5/8	91	91	91	79	46

CROQUIS ESQUEMATICO

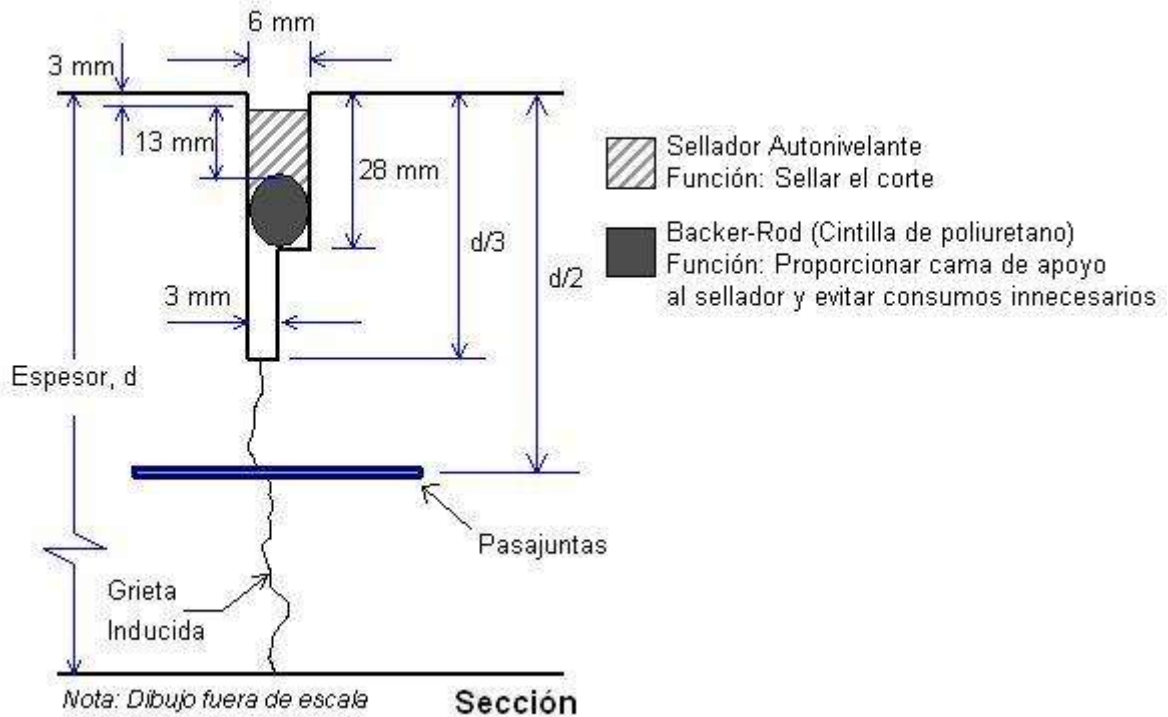
x = 5 metros y1 = 3.0 metros y2 = 4.5 metros *



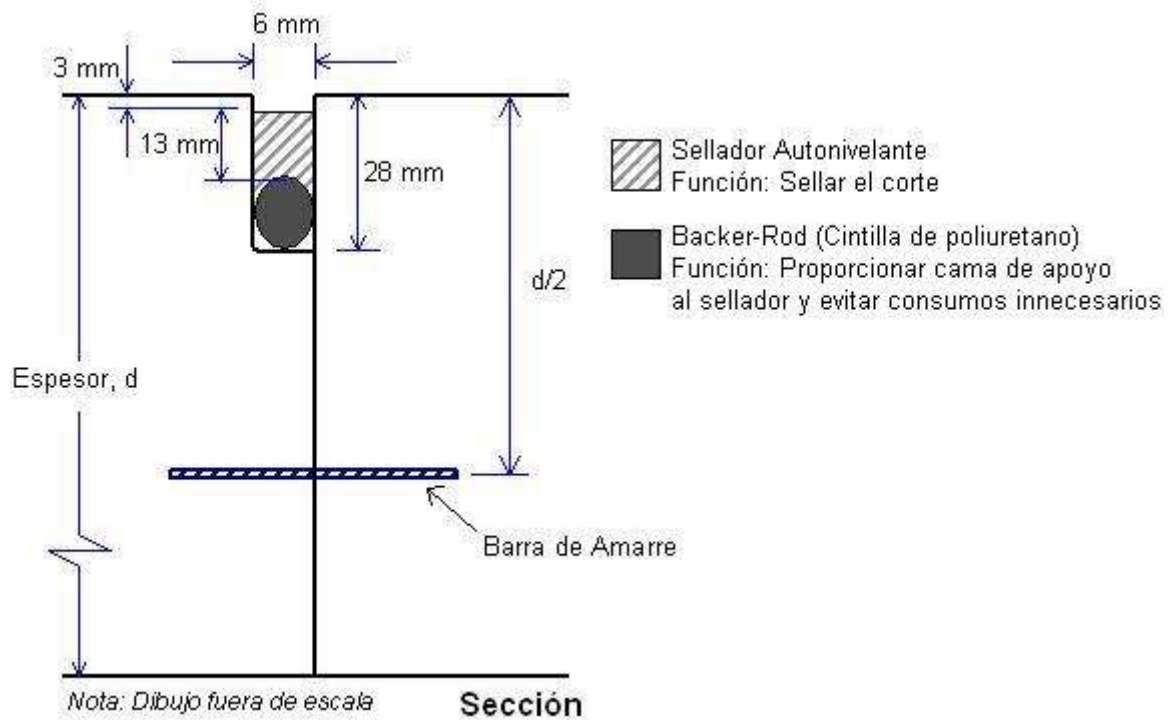
* La relación largo/ancho de las losas debe estar entre 0.71 y 1.40

DETALLES DE JUNTAS:

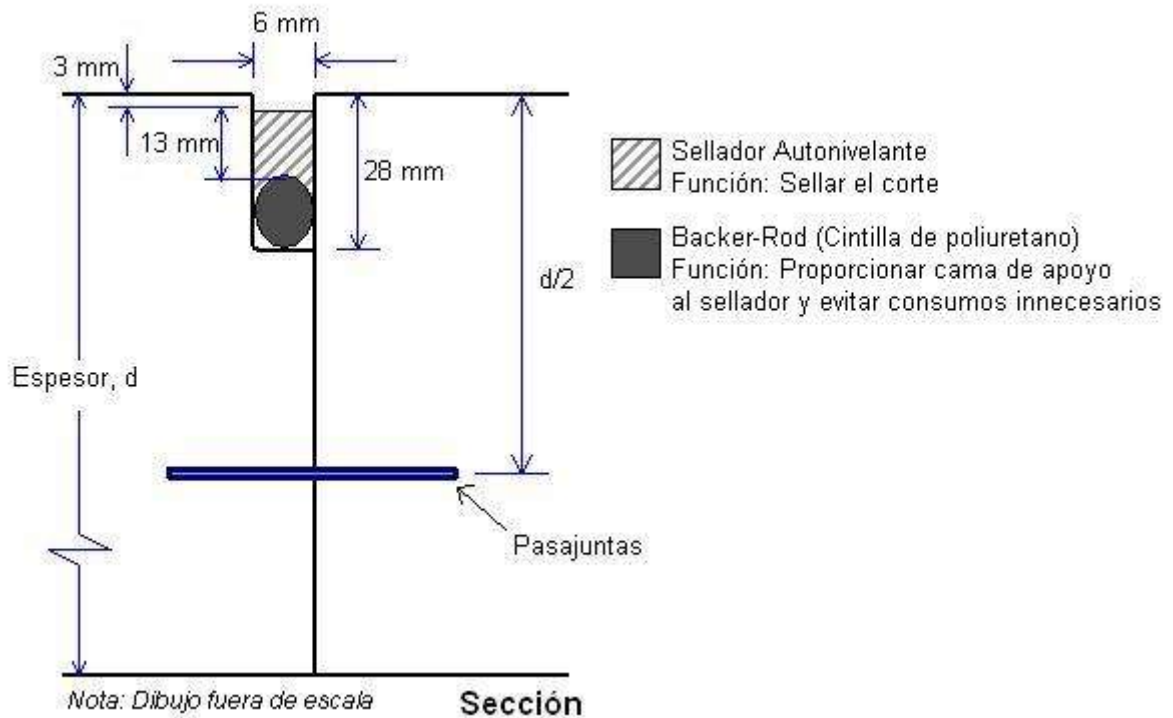
1) DETALLE DE JUNTA DE CONTRACCION TRANSVERSAL ASERRADA CON DISCO DE DIAMANTE DE 1/8" DE ESPESOR



2) DETALLE DE JUNTA LONGITUDINAL



3) DETALLE DE JUNTA DE CONSTRUCCION



Por último es **Buena Vista** y se propusieron los siguientes valores:

Un Transito Promedio Diario Anual (TPDA) de 1000 vehículos, los valores del TPDA están basados en función del lugar, ya que no se cuenta con un aforo real, clasificados de la siguiente manera:

A2 (Automóvil) 70 %	B2 (Autobús de 2 ejes) 20 %	C2 (Camión de 2 ejes) 5%

T2-S1 (Tractor de 2 ejes con semirremolque de 1 eje)
5%



La Vida Útil es de **20 años**, el cual es un tiempo recomendado para nuestro país.

Un Factor de Sentido (FS) de 1.0 el cual es un coeficiente que nos sirve para discriminar que porcentaje del TPDA se considera en el sentido de diseño. Normalmente el valor del TPDA considera la suma del tráfico en ambas direcciones de la vía, excepto para las vías que obviamente son de un solo sentido. Es muy importante verificar que al realizar el

estudio de tráfico estas consideraciones se hayan tomado en cuenta, de lo contrario conocer los criterios adoptados para poder estimar adecuadamente el tráfico de diseño.

El Factor de Carril (FC) fue considerado de 0.80. Es un coeficiente que nos permite estimar que tanto del tráfico en el sentido de diseño circula por el carril de diseño. Una vía con dos carriles en el sentido de diseño, dependiendo del tipo de camino: carretero ó urbano y de que tan saturada esté la vía, pueda ser que sobre el carril de diseño circule un 50% a un 80% del tráfico en ese sentido.

La Tasa de Crecimiento del 1%, porque se estimó un crecimiento normal el cual está en un rango de 1 a 3% y depende de muchos factores tales como el desarrollo económico-social, la capacidad de la vía.

El Espesor inicial para el método PCA se tiene que proponer y así con los datos de diseño dicho método se da a la tarea de calcular el espesor del pavimento; para este caso iniciaremos con el espesor de **5.33 in (13.54 cm).**

El Módulo de Reacción del Suelo (K) para este lugar es de 450 pci y corresponde a la capacidad portante que tiene el terreno natural en donde se soportará el cuerpo del pavimento. Este módulo se puede obtener directamente del terreno mediante la prueba de placa ASTM D1195 y D1196.

LUGAR	TIPO DE SUELO	SIMBOLO	SUCS	V.R.S. %	TEXTURA	FASE FISICA	K
Buenavista	Ranker + Litosol	U + I	GP	80	Media	Lítica	450

El Módulo de Ruptura del Concreto (MR) se colocó un valor de 640.1 psi (45 kg/cm²) debido a que estará destinado el pavimento a una calle urbana principal ya que los pavimentos de concreto trabajan principalmente a flexión normalmente especificada a los 28 días. El Módulo de Ruptura se mide mediante ensayos de vigas de concreto aplicándose cargas en los tercios de su claro de apoyo. Esta prueba está normalizada por la ASTM C78.

El Factor de Seguridad de Carga (FSC) es de 1.1 y este factor considera las variaciones y sobrecargas que se pueden tener dentro del tráfico de diseño.

El Módulo de Elasticidad (Ec) es de 4,000,000 psi, para el método de PCA el Ec siempre estará fijo y se determina mediante la norma ASTM C49.

La Relación o Módulo de Poisson (μ) es de 0.15, es decir, siempre tomará este mismo valor y se puede mencionar que es el cociente de la deformación lateral entre la deformación en dirección axial.



DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO - CEMEX

Método PCA



PROYECTO: BUENAVISTA
UBICACION: , MORELIA - MICHOACAN

FECHA: 6/7/2007
DISEÑADO: ENRIQUE HERNANDEZ GOMEZ
NOTAS:

DATOS DEL TRÁFICO

FACTOR DE SENTIDO (FS): 1
FACTOR DE CARRIL (FC): 0.8
TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA): 1000

Período de Aforo:

Inicio: 05/05/2006

Fin: 04/05/2007

Total de días Aforado 365

Tipo de Vehículo	AFORO		
	Normales	Extras	Total en el Período Aforado
A2	250000	5500	255500
B2	36000	500	36500
C2	36000	500	36500
T2-S1	36000	500	36500

COMPOSICION VEHICULAR			
Total Diario	%	% Cargados	% Vacíos
700	70	100	0
100	10	60	40
100	10	60	40
100	10	60	40

TASA DE CRECIMIENTO ANUAL:

1 %

PERIODO DE DISEÑO:

20 Año/s

DATOS DEL PAVIMENTO

MODULO DE REACCION(K): 450 Pci
 MODULO DE RUPTURA (MR): 640.1 Psi
 FACTOR DE SEGURIDAD DE CARGA (FSC): 1.1
 MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (Ec): 4000000 Pci
 MODULO DE POISSON (μ): 0.15
 FACTOR 2: 1
 FACTOR 3: 0.894
 FACTOR 4: 0.953
 RIGIDEZ RELATIVA (I): 23.0615 in

Se considera que el pavimento cuenta con barras pasajuntas para la transferencia de carga, además de también considerar que el pavimento cuenta con soporte lateral.

RESULTADOS:

ESPESOR DEL PAVIMENTO: 7.2 in (18.288 cms)

% DE FATIGA: 0 % OK

% DE EROSION: 95.04 % OK

El espesor es adecuado para los datos de diseño

MODULACION DE LOSAS

SEPARACION MAXIMA DE JUNTAS TRANSVERSALES: 4.39 metros
 RANGO DE SEPARACION DE JUNTAS LONGITUDINALES: 3.0 a 4.5 metros

Espesor = 7.2 in - MR = 640.10 psi - C/Sop. Lateral - C/Pasajuntas ■ Análisis de Fatiga ■ Análisis de Erosión

Carga del Eje en Kips	Carga del Eje por FS=1.3	Repeticiones Esperadas	f1	Esfuerzo Actuarial	Esf. Act./MR	Repeticiones Permisibles	% de Fatiga	Trabajo	Repeticiones Permisibles	% de Daño
L = 23.0615 in - Fact2 = 1 - Fact3 = 0.8940 - Fact4 = 0.9530										

EJES SENCILLOS			Msen = 1982.8					FEsen = 0		
2.2	2.86	9001369	0.15 43	30.17	0.047 1	ilimitadas	0	0.17	ilimitadas	0
6.6	8.58	257182	0.43 33	84.73	0.132 4	ilimitadas	0	1.49	ilimitadas	0
7.04	9.15	257182	0.46 04	90.02	0.140 6	ilimitadas	0	1.69	ilimitadas	0
7.48	9.72	514364	0.48 74	95.3	0.148 9	ilimitadas	0	1.91	ilimitadas	0
7.7	10.01	514364	0.50 09	97.94	0.153	ilimitadas	0	2.02	ilimitadas	0
12.1	15.73	1157319	0.76 61	149.78	0.234	ilimitadas	0	4.99	ilimitadas	0
15.4	20.02	257182	0.96 1	187.89	0.293 5	ilimitadas	0	8.09	ilimitadas	0
22	28.6	1543092	1.34 38	262.74	0.410 5	ilimitadas	0	16.5	1623656	95.0 4
							Subtotal Ejes Sencillos = 0 %	Subtotal Ejes Sencillos = 95.04 %		
EJES TANDEM			Mtan = 1654.3					FEtan = 0		
							Subtotal Ejes Tandem = %	Subtotal Ejes Tandem = %		
EJES TRIDEM			Mtri = 1574.4					FEtri = 0		
							Subtotal Ejes Tridem = 0 %	Subtotal Ejes Tridem = 0 %		
RESUMEN										
							Subtotal Ejes Sencillos = 0 %	Subtotal Ejes Sencillos = 95.04 %		
							Subtotal Ejes Tandem = %	Subtotal Ejes Tandem = %		
							Subtotal Ejes Tridem = 0 %	Subtotal Ejes Tridem = 0 %		
							Total Fatiga = 0 %	Total Erosión = 95.04 %		

PASAJUNTAS Y BARRAS DE AMARRE

PASAJUNTAS

Diámetro: 1 in (2.54 cms)
Longitud: 18 in (45.72 cms)
Separación: 12 in (30.48 cms)

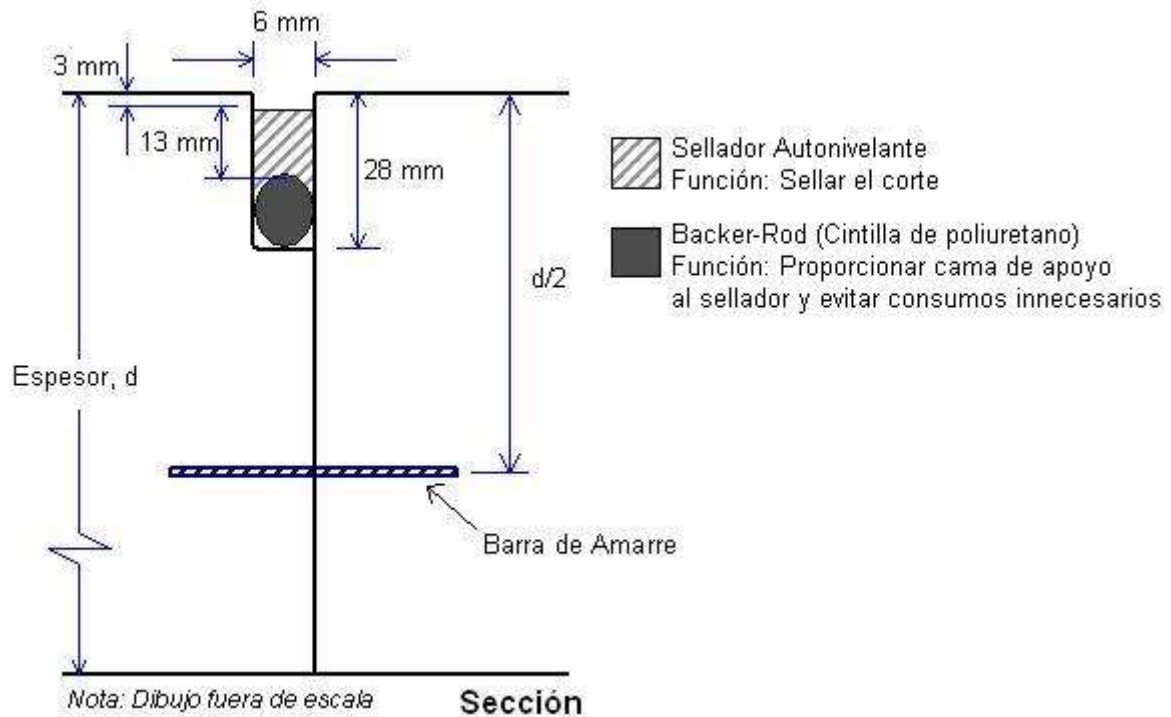
BARRAS DE AMARRE

Separación en cms, según la distancia al extremo libre.

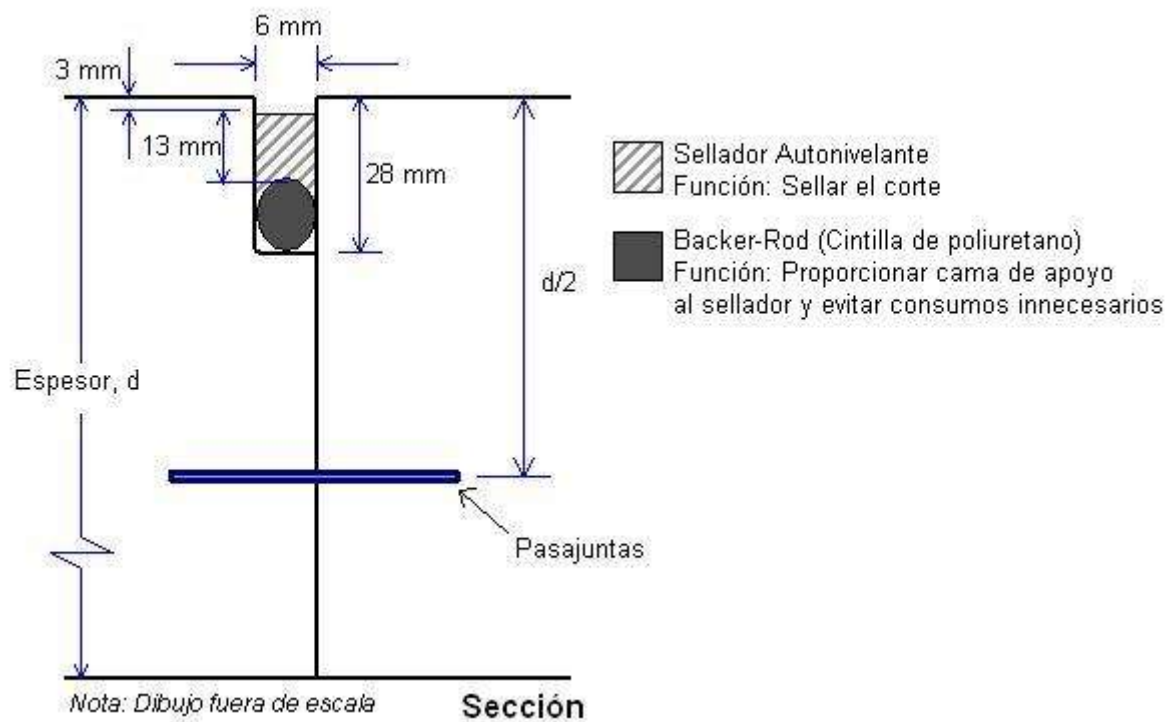
Espesor Pavimento (cms)	Diámetro (in)	Longitud (cms)	Distancia al Extremo Libre (m)			
			3.05 m	3.66 m	4.27 m	7.32 m
hasta 14	1/2	64	76	76	76	64
hasta 18	1/2	71	76	76	76	51
hasta 21.6	1/2	79	76	76	71	41
hasta 25.4	5/8	81	91	91	91	56
hasta 30.5	5/8	91	91	91	79	46

CROQUIS ESQUEMATICO

x = 4.39 metros y1 = 3.0 metros y2 = 4.5 metros *



3) DETALLE DE JUNTA DE CONSTRUCCION



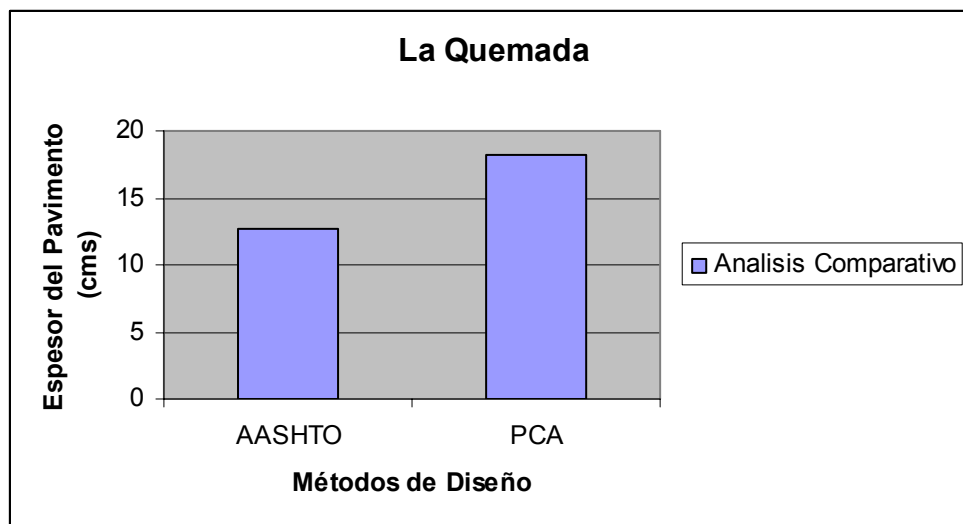


CAPITULO VI

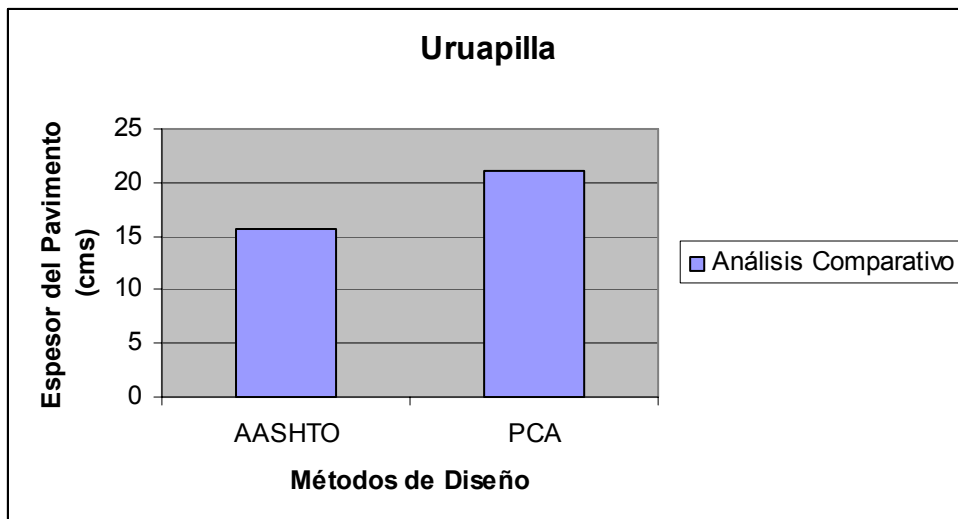
"ANALISIS"

COMPARATIVO"

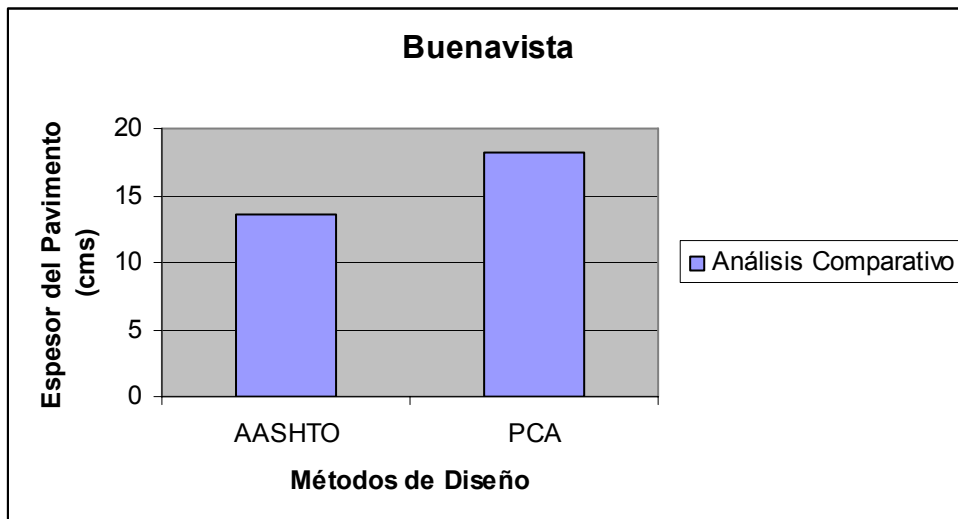
A continuación se harán comparaciones entre el método AASHTO y el método PCA de los resultados obtenidos en los lugares que se eligieron con sus respectivos datos, para que así se pueda observar las diferencias que existe entre cada uno de los dos métodos descritos anteriormente.



En el lugar de La Quemada se obtuvieron los siguientes resultados en el método AASHTO tiene un espesor del pavimento de 12.73 cms (5.01 in), mientras que en el método PCA el espesor es de 18.28 cms (7.2 in) como se aprecia en la gráfica anterior.



Respecto al segundo caso de Uruapilla al interpretar los datos a los métodos se llegó a los siguientes espesores; para el método AASHTO se obtuvo 15.72 cm (6.19 in) y para el método PCA el espesor fue de 21.08 cm (8.3 in).



Por último fue Buenavista que para el método AASHTO se obtuvo un espesor de 13.54 cm (5.33 in) y el método PCA fue de 18.28 cm (7.2 in).

Ciertamente existe una diferencia en el espesor del pavimento en cada caso en que se analizó esto se relaciona a que los métodos aplican diferentes variables y esto ocasiona que haya un incremento de un método a otro.

Las variables que intervienen en el diseño de los pavimentos constituyen en realidad la base del diseño del pavimento por lo que es necesario conocer las consideraciones más importantes que tienen que ver con cada una de ellas para así poder realizar diseños confiables y óptimos al mismo tiempo.

Los dos métodos de diseño descritos en este Sistema de Diseño de Pavimentos de Concreto, el de la American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO) y el de la Portland Cement Association (PCA) corresponden a los métodos de diseño de espesores de pavimentos más ampliamente usados a nivel mundial, por este motivo se ha decidido incluir ambos métodos en el Sistema Pavimentos de Concreto.

Ambos métodos de diseño son apropiados para el diseño de espesores de pavimentos rígidos en cualquier tipo de proyecto, sin embargo el método AASHTO hace intervenir un mayor número de variables que nos ayudan a modelar de mejor manera las condiciones del proyecto al momento de estar diseñando su espesor.

Los resultados del método de la PCA son adecuados para cualquier tipo de proyecto a pesar de que no se puedan tomar en cuenta algunos factores importantes como lo son la serviciabilidad inicial y final. En cambio considera de una manera más real la contribución del tráfico en la formulación.



CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

En base a los resultados obtenidos en la aplicación del método AASTHO y el método PCA en el diseño de un pavimento rígido se tiene las siguientes observaciones generales, que describirá de manera muy particular a cada uno de los métodos antes mencionados.

- **AASHTO** (American Association of State Highways and Transportation Officials)
 1. Intervienen un mayor número de variables que nos ayudan a modelar de mejor manera las condiciones del proyecto al momento de estar diseñando un espesor.
 2. Considera una variable que relaciona la habilidad del pavimento de servir al tipo de tráfico (autos y camiones) que circulan en la vía que es la Serviciabilidad; existen dos la inicial y la final, la primera es la condición que tiene un pavimento inmediatamente después de la construcción del mismo, y la segunda tiene que ver con la calificación que esperamos tenga el pavimento al final de su vida útil.
 3. Relaciona la Confiabilidad que es la probabilidad de que un pavimento desarrolle su función durante su vida útil en condiciones adecuadas para su operación.
 4. Este método es aplicable para el diseño de un pavimento rígido como para un pavimento flexible.

- **PCA** (Portland Cement Association)
 1. Considera dos criterios de diseño:

El Análisis por Fatiga (para controlar el agrietamiento), influye principalmente en el diseño de pavimentos de tráfico ligero (calles residenciales y caminos secundarios independientemente de si las juntas tienen ó no pasajuntas). Reconoce que el pavimento puede fallar, presentado agrietamiento derivado de excesivas repeticiones de carga.

El Análisis por Erosión (para controlar la erosión del terreno de soporte, bombeo y diferencia de elevación de juntas), influye principalmente en el diseño de pavimentos con tráfico de mediano a pesado, con transferencia de carga por la trabazón de agregados (sin pasajuntas) y pavimentos de tráfico pesado con pasajuntas. Reconoce que el pavimento puede fallar por un

excesivo bombeo erosión del terreno de soporte y diferencias en las elevaciones en las juntas.

2. Considera un valor fijo de Módulo de Elasticidad del Concreto (E_c) = 4,000,000 psi que no lo hizo variar en relación con la resistencia a la flexión del concreto que es el Módulo de Ruptura (MR).
3. Se contempla una variable que es el Coeficiente de Poisson (μ) el cual toma un valor fijo de 0.15.
4. Existen limitaciones en los valores de Módulo de Reacción del Suelo (K) en donde el rango de valores para los que el método fue diseñado oscila entre los 50 y 700 pci.
5. En relación al Tránsito Promedio Diario Anual recomienda considerar únicamente el tráfico pesado, es decir que se desprecie todo tráfico ligero . De cualquier modo, no es tan importante hacer caso a esta recomendación, debido a que el tráfico ligero no influye demasiado en el diseño de espesores.
6. El diseño del espesor se calcula por tanteos, es decir, se tiene que proponer un espesor inicial y de ahí seguir con las variables hasta llegar a un espesor adecuado que no afecte los dos criterios de diseño.
7. Toma el tráfico real que estima circulará sobre el pavimento sin convertirlo a ejes sencillos equivalentes.
8. Este método es exclusivo para el diseño de pavimentos rígidos.



BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

- Estructuración de Vías Terrestres
Fernando Olivera Bustamante
2ª Edición. Ed CECSA.
- Manual del Ingeniero Civil
Tomo III
Frederick S Merritt
3ª Edición. Ed McGraw-Hill.
- Ingeniería de Tránsito
Fundamentos y Aplicaciones
Rafael Cal y Mayor R
James Cárdenas G
7ª Edición. Ed. Alfaomega.
- Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos de CEMEX
- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres
Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas.
Volumen I
Alfonso Rico Rodríguez y Hermilio del Castillo
Ed. Limusa.

- Vías de Comunicación
Caminos, Ferrocarriles, Aeropuertos, Puentes y Puertos
Ing. Carlos Crespo Villalaz
3ª Edición. Ed. Limusa.

- Introducción a la Ingeniería de Caminos
José Alfonso Mier Suárez
Primera Edición.