UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO DE UN PAVIMENTO RÍGIDO POR EL MÉTODO PCA (CEMENT PORTLAND ASOCIATION)

TESIS PROFESIONAL

PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA: ALBERT CÁRDENAS CASTREJÓN

ASESOR: ING. ALEJANDRO PERALTA ARNAUD

MORELIA, MICH. MARZO 2006

Í N D I C E

INTRODUCCIÓN.

CAPÍTULO I
"VARIABLES DE DISEÑO POR EL MÉTODO PCA"

1.1 Naturaleza y Origen de los Suelos.
1.2 Relaciones Gravimétricas y Volumétricas de los Suelos.
1.3 Características y Estructuración de las Partículas Minerales.
1.4 Granulometría de los Suelos.
1.5 Plasticidad.
1.6 Permeabilidad.
1.7 Límite Líquido.
1.8 Límite Plástico.
1.9 Prueba Proctor.
1.10 Prueba Porter Estándar.
1.11 Valor Relativo de Soporte.
1.12 Módulo de Reacción (K).
1.13 Clasificación de los Suelos desde el Punto de Vista de las Vías Terrestres.
1.13.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Versión S.O.P.).
a. Suelos Gruesos.
b. Suelos Finos
c. Identificación de Suelos.
c1. Identificación de Campo de Suelos Gruesos.
c2. Identificación de Campo de Suelos Finos.
1.13.2 Clasificación de los Fragmentos de Roca.
a. División de los Fragmentos.
b. Características Generales.
1.14 Clasificación de las Rocas.
1.14.1 Lineamientos Generales para Clasificar las Rocas.
1.14.2 Texturas de las Rocas.
a. Texturas Comunes de las Rocas Ígneas.
b. Texturas Comunes de las Rocas Sedimentarias.
c. Texturas Comunes de las Rocas Metamórficas.
1.14.3 Estructura de las Rocas.
1.15 Rocas Comunes.
1.15.1 Rocas Ígneas Comunes.
d. Rocas Extrusivas Piroclásticas.
e. Rocas Extrusivas. Lavas.
f. Rocas Intrusivas.
1.15.2 Rocas Sedimentarias Comunes.
1.15.3 Rocas Metamórficas.
1.16 Generalidades Acerca del Terreno de Cimentación.
1.17 Mejoramiento del Terreno de Cimentación.
1.18 Agua en el Terreno de Cimentación.
1.19 Terreno de Cimentación Constituido por Arenas Limpias.
1.20 Terreno de Cimentación Constituido por Arcillas muy Blandas y Turbas.
1.21 Compactación de Suelos.
1.22 Variables que Afectan el Proceso de la Compactación de los Suelos.
1.23 La Curva de Compactación.
1.24 Procesos de Compactación de Campo.
1.25 Edafología.

1.26 Tránsito.
1.27 Volumen de tránsito.
1.28 Uso de los Volúmenes de Tránsito.
1.29 Distribución y Composición del Volumen de Tránsito.
1.30 Relación entre el Volumen Horario de Proyecto y el Tránsito Promedio Diario Anual.
1.31 Relaciones entre los Volúmenes de Tránsito Promedio Diario, Anual y Semanal.
1.32 Velocidad.
1.33 Velocidad de Proyecto.
1.34 Capacidad Vial.
1.35 Método PCA.
1.35.1 Factores de Diseño.
1.35.2 Procedimiento de Diseño.
1.35.3 Pasajuntas.
1.35.4 Modulación de Losas.
1.35.5 Recomendaciones Generales.
1.35.6 Pozos de Visita y Alcantarillas.

CAPÍTULO II
"ESPECIFICACIONES DE DISEÑO"

2.1 Consideraciones para el Diseño de Juntas.
2.1.1 Agrietamientos.
1 Contracción.
2 Gradientes.
2.1.2 Eficiencia de la Junta.
2.1.3 Factores que Contribuyen a la Transferencia de Carga.
1 Trabazón de Agregados.
2 Transferencia de Carga Mecánica.
3 Bases Estabilizadas.
2.1.4 Tipos de Juntas.
1 Junta Transversal de Contracción.
2 Junta Transversal de Construcción.
3 Juntas Longitudinales.
4 Juntas de Aislamiento y de Expansión.
5 Recomendaciones.
2.1.5 Sellado de Juntas.
1 Limpieza Previa.
2 Tipos de Selladores.
3 Sellos Líquidos.
4 Sellos de Compresión.
5 Cintilla de Respaldo.
6 Depósito para el Sello de la Junta.

CAPÍTULO III
"PROCESO CONSTRUCTIVO"

3.1 Preliminares.

3.1.1 Terracerías.
3.1.2 Base Estabilizada con Cemento.
3.1.3 Base de Relleno Fluido.
3.1.4 Riego de Impregnación
3.1.5 Bacheo de Caja.
3.1.6 Fresado de Pavimento Asfáltico.

3.2 Cimbra Deslizante.

3.2.1 Plantas de Mezclado Central.
3.2.2 Plantas Dosificadoras con Camión Revolvedor.

3.3 Proceso de Pavimentación.
3.3.1 Tendido de Línea Guía.
3.3.2 Preparación de Equipos.
3.3.3 Inicio de los Trabajos.
3.3.4 Pavimentación con Cimbra Deslizante.
3.3.5 Acabado Superficial del Pavimento.
3.3.6 Microtexturizado Longitudinal.
3.3.7 Macrotezturizado Transversal.
3.3.8 Curado del Concreto.
3.3.9 Modulación de las Losas.
3.3.10 Juntas Frías.
3.3.11 Corte de Juntas en el Concreto.
3.3.12 Ensanche de Juntas.
3.3.13 Limpieza y Sello de Juntas.
3.3.14 Personal Especializado Necesario.

3.4 Cimbra Fija.

3.4.1 Elaboración de Concreto Hidráulico.
3.4.2 Cimbrado del Pavimento.
3.4.3 Colado del Pavimento.
3.4.4 Vibrado y Perfilado.
3.4.5 Microtexturizado Longitudinal.
3.4.6 Macrotexturizado Transversal.
3.4.7 Aplicación de la Membrana de Curado.
3.4.8 Formación de Juntas.
3.4.9 Limpieza y Sello de Juntas.

CAPITULO IV
“EJEMPLO ILUSTRATIVOS”

4.1 Ejemplos Ilustrativos Realizados por el Método PCA.

CAPITULO V
“ANÁLISIS COMPARATIVO CON EL MÉTODO DE LA AASHTO”

5.1 Análisis Comparativo entre el Método AASHTO y el Método de la PCA. (Ejemplos Ilustrativos).

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

INTRODUCCIÓN.

ANTECEDENTES Y EVOLUCIÓN DE LOS PAVIMENTOS DE CONCRETO.

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.

Antecedentes.

En la conformación de nuestra infraestructura carretera ha influido la gran diversidad de climas, tipos de suelo, zonas ambientales y etnias, debido a la extensión territorial de México; su heterogeneidad nos ha marcado el camino del desarrollo y crecimiento.

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 escasa. 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.

Los pavimentos de asfalto parecían ser una alternativa suficiente; además de la desinformación y desconocimiento de las nuevas tecnologías con pavimentos de 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.

Tecnología.

Para satisfacer la demanda de diseñar y construir los pavimentos de concreto hidráulico, con las mejores tecnologías a nivel mundial y con altos estándares en sus especificaciones, tuvo que llevarse a cabo un programa de capacitación intensivo y avanzado para los técnicos e ingenieros especificadores, esto se logró con el apoyo de la iniciativa privada mexicana, interesada en el desarrollo de la infraestructura del país con base en este tipo de pavimentos. Estas capacitaciones se han seguido desarrollando tanto en México como en el extranjero.

Pavimentadora de cimbra deslizante.

Se realizó una revisión exhaustiva sobre los tipos de maquinaria disponibles en el mercado internacional para realizar estas tareas: plantas de mezclado central para la elaboración del concreto con la calidad y en las cantidades necesarias para lograr altos rendimientos en la pavimentación, pavimentadoras de cimbra deslizante con las características necesarias para lograr altos niveles de servicio, seguridad y confort; se analizaron también las ventajas y desventajas de unas marcas de equipos con respecto a otras, la experiencia de las empresas dedicadas a la fabricación de estos equipos, la facilidad con la que dichas empresas podrían ofrecer los

servicios de capacitación, refacciones y mantenimiento e incluso la posibilidad de desarrollar representantes locales, de dichas empresas, para dar servicio en México. Se trabajó en lo referente a equipos para dar el texturizado final al pavimento de concreto, las maquinas cortadoras para conformar los tableros de losas, los diferentes tipos de discos para estos cortes y algunos otros equipos de medición de las características físicas de los pavimentos.

Terminados los análisis anteriores se importaron los equipos seleccionados a nuestro país y se dio inicio al desarrollo de este tipo de soluciones.

Evolución.

La globalización hizo más imperantes las necesidades de contar con una infraestructura que permita el desarrollo de la actividad económica y social del país.

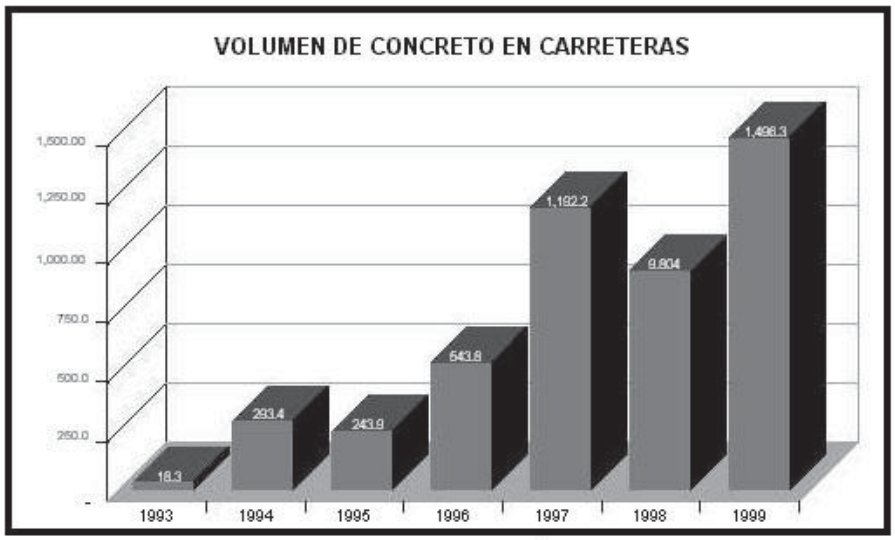
En el año de 1993 la SCT, con el apoyo de Cementos Mexicanos, construyó la primera carretera de concreto hidráulico con el uso de las nuevas tecnologías de pavimentación cumpliendo con especificaciones internacionales, siguiendo estrictas normas de calidad tanto en la producción como en el tendido del 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. Así en 1993 el libramiento Ticumán ya era una realidad con una longitud de 8.5km.

Autopista de concreto hidráulico.

A partir de este proyecto y con los resultados programados que se fueron obteniendo del mismo, se continuó con la especificación y construcción de otras carreteras de concreto hidráulico en el país, de tal forma que al final de 1994 ya se habían iniciado los trabajos en los tramos de las Autopistas Guadalajara – Tepic, Tuxpan – Tihuatlán y Tihuatlán – Poza Rica, también el primer tramo de la Cárdenas – Agua Dulce.

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.

Ventajas.

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

durabilidad, bajo costo de mantenimiento, seguridad, altos índices de servicio y mejor distribución de esfuerzos bajo las losas.

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 solicitaciones 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.

Es importante, también, conocer las características de los materiales que forman la estructura del soporte y sus grados de compactación, apoyados con los estudios de mecánica de suelos, para lograr óptima durabilidad. El diseñador debe contar con la suficiente información, para poder estimar de forma precisa el volumen de tráfico y las cargas vehiculares que estarán transitando por el pavimento, para realizar un diseño estructural adecuado y cubrir las expectativas de durabilidad del proyecto por efectos de fatiga.

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 permiten 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 mucho 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.

1.1 NATURALEZA Y ORIGEN DE LOS SUELOS.

Los suelos son conj untos 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 m ayor 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 transp orte por aire, agua y la sedimentació n en e sos dos medios constituyen el mecanismo usual que da lugar a un suelo tran sportado. Es evid ente que la e structuración 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 me cánico y la desinte gración química tie nden a p roducir un resultado final que en estructura y disposición recuerda, aunque sea lejanamente, a la roca madre. Los suelos transportados y depo sitados en aire o en ag ua 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.

1.2 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 e s preciso definir un co njunto relaciones que se refieren a su s pesos y volúmenes, las cuale s sirven para establecer la necesaria nomenclatura y para co ntar 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 m uestra de suelo separada en sus tres fases y en ella se a cotan los pesos y volúmenes.

Las relaciones entre los pesos y lo s volúmenes se establecen a través del concepto de pes o volumétrico, definido como la rela ción entre ambas cantidades.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \qquad \textbf{(1-1)}$$

llamando el peso volumétrico de la masa;

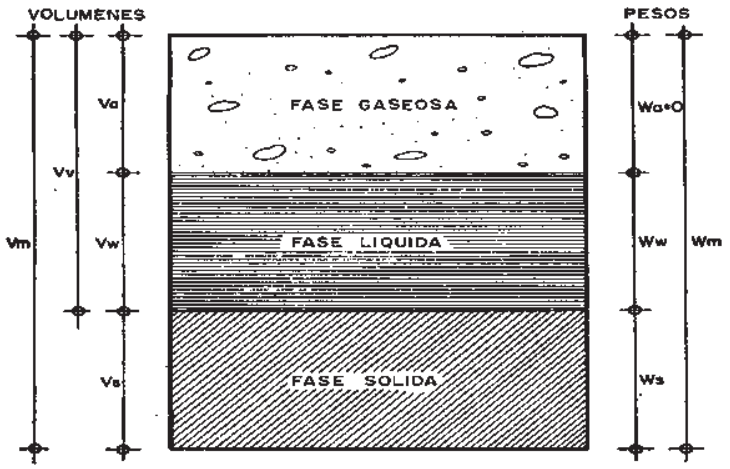


Fig. 1. Esquema de una muestra de suelo en la que se acotan los pesos y volúmenes usados.

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

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.

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

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

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

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

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

Las siguientes son también relaciones entre pesos y volúm enes que se utilizan mucho en las aplicaciones, por re presentar 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.

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

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:

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

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 p eso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida:

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

El contenido de agua varía teóricamente de 0 a i nfinito, 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%.

1.3 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 es 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 la 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 grue so recibe el nombre de estruc tura simple y su comportamiento mecánico queda fundamentalmente definido por la compa cidad. Terzaghi ha pro puesto el con cepto de **compacidad relativa** para medir tal condición.

$$C_r = 100\,\frac{e_{máx} - e_{nat}}{e_{máx} - e_{\min}} \quad \textbf{(1-9)}$$

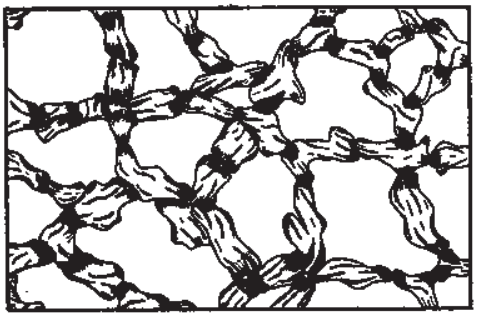
En donde:

$e_{máx}$ = relación de vacíos correspondientes al estado más suelto, obtenida vertiendo al material dentro de un recipiente, sin ninguna compactación posterior.
$e_{mín}$ = 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 frecuentem ente como l ímite de segurid ad razonable en problemas prácticos, tales como cimentaciones en suelos gruesos, posibilidades de li cuación de mantos de arena y limos no plásticos, etc.

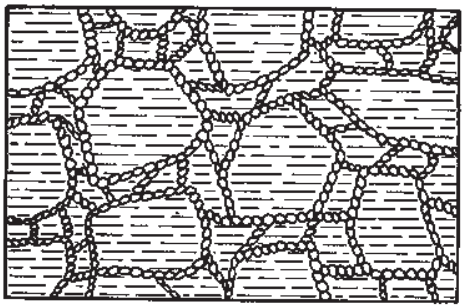
Aparte de la compacidad, se acepta que influye en el compo rtamiento mecánico de un su elo grueso la angulosidad de sus granos (a misma compacidad, la mayor angulosidad de más trabazón y por lo tanto, mayor resistencia al esfuerzo cortante) y la orientación de sus partículas, lo que se admite que influye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

Existen varias hipótesi s sobre estructuración de los su elos finos. Terzaghi presentó origi nalmente 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.



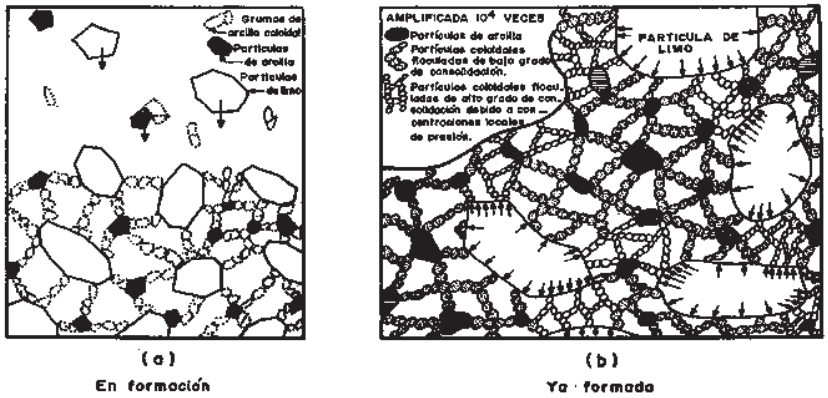
La estructura **floculenta** se consideró típica de partículas de tamaño mucho menor, que por sí solas ya no se sedimentarían por el ef ecto de im pacto causado por la vibraciones moleculares del medi o en que ocurra la sedimentación; estas p artículas por sí solas se m overían al azar con un movimiento característico llamado Browniano. Se suponía que estas partícula s podían unirse formando un grumo, con la estructura de un panalito, el cual ad quiriría peso suficiente para depositarse, obteniendo así una e structura de panales formados con panales. Como quiera que la capa cidad de u nión de la s 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 la gos 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 sobreyaciente o de alguna carga actuante en la superficie se establece en el interior del suelo un mecanismo de transmisión, que funciona como un esqueleto del conjunto, dejando en los espacios entre las partícul as 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 proce so de 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.

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



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 floculadas. 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 floculación o a la dispersión en un sistema de cristales de arcilla; la tendencia a la floculación aumenta principalmente cuando hay un electrólito 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 floculadas y dispersas, respectivamente.

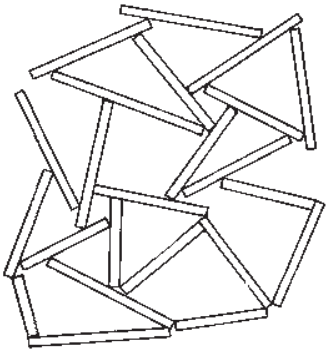


Fig. 5. Estructura en "castillo de naipes".

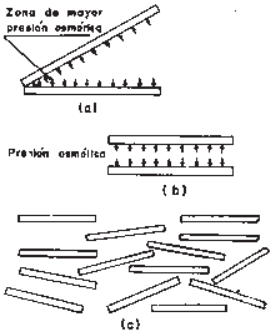


Fig. 6. Estructura dispersa.

1.4 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 en 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 montmorilonítica, 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.

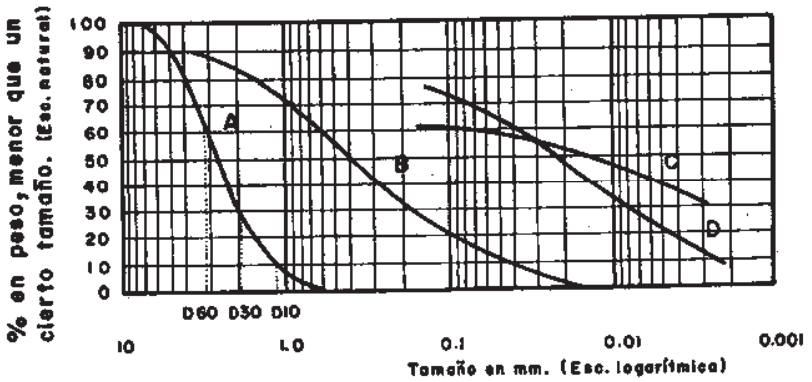


Fig. 7. Curvas granulométricas de algunos suelos. A) Arena muy uniforme de Ciudad Cuauhtémoc, México. B) Suelo bien graduado, Puebla, México. C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro). D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

Como una medida simple de la uniformid ad de un suelo, Allen Ha zen propuso el co eficiente de uniformidad:

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

En donde:

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

D_{10}: 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 uniformid ad, pues su valor num érico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con Cu < 3 se consideran muy uniformes; aún las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan Cu < 2.

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

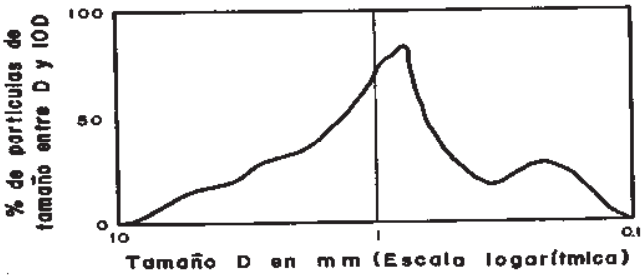
$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} D_{10}} \quad \textbf{(1-11)}$$

D_{30} se define análogamente que los D_{10} y D_{60} 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 cu rvas granulométricas aumentativas descritas, es po sible 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 ciert o 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 e n ese suelo se presentan partículas entre cie rtos tamaños. El área bajo el histog rama 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 hid rómetro (densímetro).El primero se usa para obte ner las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo; generalmente se llega así hasta el tamaño correspondiente a la malla No. 200. La mue stra 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 porcentaj e que rep resentan respecto al peso de la muestra total se suma a los po rcentajes 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 re presentado por la malla e n cuestión. Así pued e tenerse un pu nto de la curva acumulativa correspondiente a cada abertura. El m étodo se dificulta cuando éstas aberturas son pequeñas y por eje mplo, el criba do a través de la s 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 fund amental de que se ha ce 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 partícul as. 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 Ss 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:

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

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

γ_s = peso específico de la esfera, en g/cm^3

γ_f = peso específico del fluido, en g/cm^3 (varía con la temperatura)

η = viscosidad del fluido, en gseg/cm^2 (varía con la temperatura)

D = diámetro de la esfera, en cm.

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

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

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.

1.5 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.

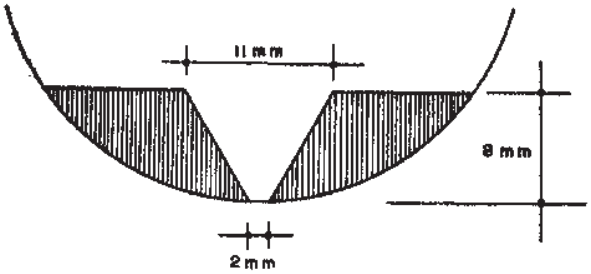
Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no es una propiedad general de todos los suelos; los suelos gruesos no la exhiben en ninguna circunstancia. En segundo lugar, hizo ver que en los suelos finos no es una propiedad permanente, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua.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

$$Ip = LL - LP \quad (1\text{-}14)$$

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 obscuro 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 cual quier evaporación posterior produce la retracción del agua hacia el interior del suelo, pero ya a tensión capilar constante.

1.6 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 si empre 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.

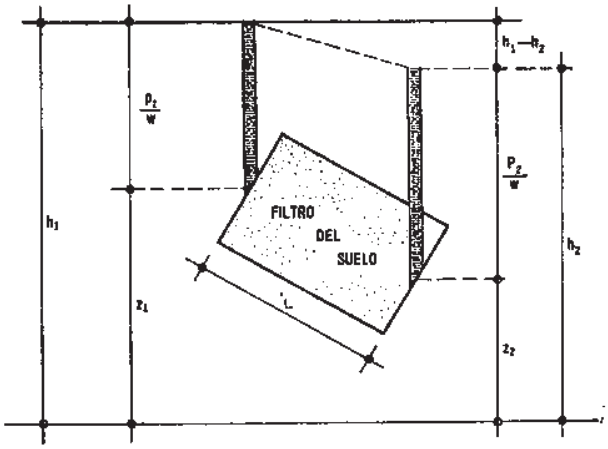


Fig. 10. Esquema del dispositivo experimental de Darcy.

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

$$Q = k\,i\,A \quad (1\text{-}15)$$

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 proporcionalidad, a la que Darcy dio el nombre de coeficiente de permeabilidad.

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

$$Q = A\,v \quad (1\text{-}16)$$

Donde:
v es la velocidad de flujo.

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

$$v = k\,i \quad (1\text{-}17)$$

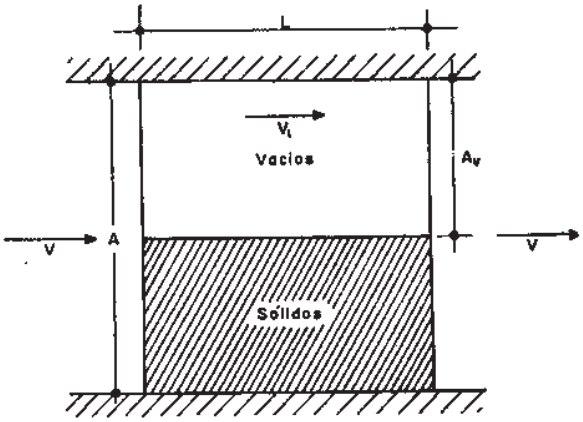
que es una manera común de escribir la Ley de Darcy, aún cuando ella haya sido originalmente propuesta en la forma de la ecuación (1-15).

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 velocida d 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 1 1, 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:

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

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 glaciar 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 minerológica 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:

$$k = C\, D^2_{10} \qquad \textbf{(1-19)}$$

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 minerológica de las arcillas influye mucho en la permeabilidad de los suelos, a causa de la atmósferas 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 mucho 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.

1.7 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, contado 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.

1.8 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.

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

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.

1.9 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 $_{gmáx}$ 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/cm^3.

P_h = Peso del material húmedo compactado en el molde, en gramos.

V_t = Volumen del molde en cm^3.

El contenido de humedad se calcula con la siguiente fórmula:

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

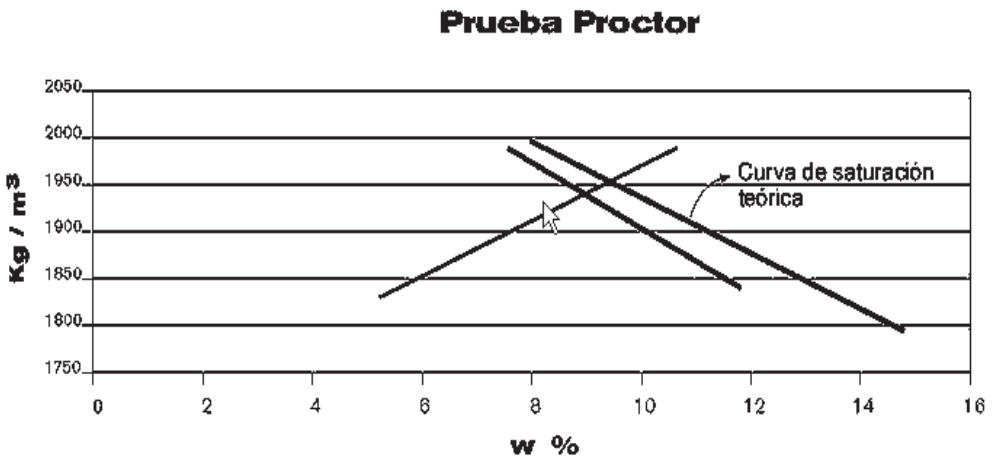
El peso volu métrico seco para cada peso volumétrico húmedo y su co rrespondiente humedad se calculan por la siguiente fórmula:

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

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/cm^3.
γ_h = Peso volumétrico húmedo, en g/cm^3.

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 qu e todos los vacíos que dejan entre sí la s partículas sólidas estuvieran llenos de agua.



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

$$\gamma_{scs} = \frac{100\, D_a}{100 + wD_r} \times 100 \ (kg / m^3)$$

Donde:
γ_{scs} = Peso volumétrico seco de la curva de saturación (kg / m^3).
D_a = Densidad absoluta del material que pasa la malla No. 400 en g/cm^3.
D_r = Densidad relativa del material que pasa por la malla No. 40.

La curva d e 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 porciento 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.

1.10 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 $^{3}/_{8}$" 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/cm^2. 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 $^{3}/_{4}$". 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/cm^8 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.

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

Donde:

γ_h = Peso volumétrico húmedo en g/cm^3 o kg/m^3.

P_h = Peso del material húmedo compactado, dentro del cilindro Porter en gr o Kg.

V_t = Volumen del espécimen en cm^3 o m^3.

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.

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

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

1.11 VALOR RELATIVO DE SOPORTE.

Es un índi ce de re sistencia al e sfuerzo 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 p rofundidad 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 mi sma cantidad en la m uestra tipo d e piedra triturada, el valor Rela tivo de Soporte del suelo es de:

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

1.12 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 ha ce 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 pu ede decir que el m ódulo de reacción k es igual al coeficiente del esfuerzo aplicado por la placa entre la deformación correspondiente, producida por este esfuerzo.

1.13 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 cl asificación, los materi ales que constituyen la corteza terrestre se agrupan en 3 divisiones: suelos, fragmentos de roca y rocas.

El término su elo se a plica a todas aquellas partículas de mate rial menores d e 7.6 cm. (3 ”). El término fragmentos de rocas se a plica a fragmentos mayores de 7.6 cm. (3”) y que n o forman parte de una fo rmación 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 pa san la malla de 7.6 cm. (3”). Los finos comprenden los suelos orgánicos, limos y arcillas. Los suelos orgánicos son los q ue contienen una cantidad apreciable de m ateria orgánica y un mate rial fino orgánico es limo o arcilla, según sus cara cterísticas 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 suya 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 Nº 200
		Limos	M	< Malla Nº 200
		Arcillas	C	< Malla Nº 200
	Gruesos	Arenas	S	> Nº 200 y < Nº 4
		Gravas	G	> Nº 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}	----------

1.13.1 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 fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso son finas. (Véanse las tablas 1, 2).

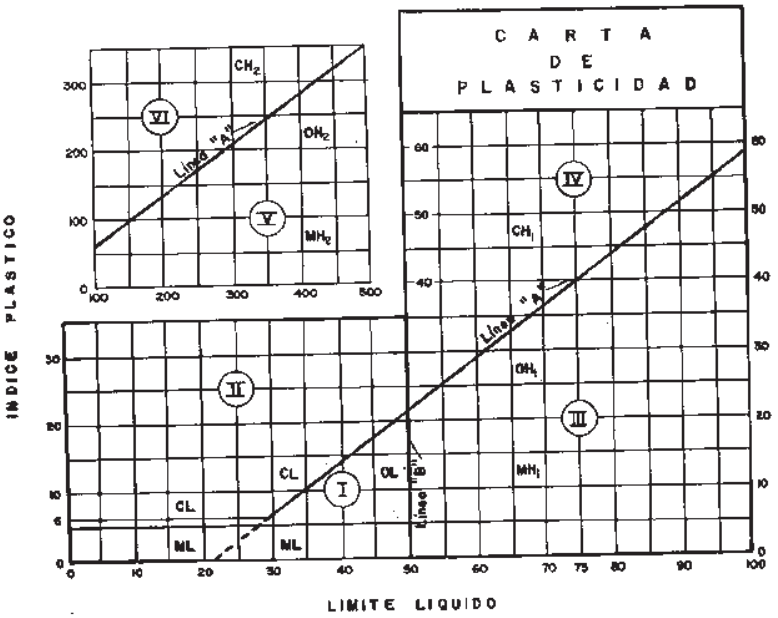


Fig. 12. Carta de plasticidad tal como se usa en la Secretaría de Obras Públicas de México.

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 PARTÍCULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla Nº 200 (*)	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla Nº 4	GRAVAS LIMPIAS (Poco o nada de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios.			G W	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños con ausencia de algunos tamaños intermedios.			G P	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos
		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 Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla Nº 4	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 Nº 40						
SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla Nº 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 diatomaceos, 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

a. 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 practica 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.

b. 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 subdividen 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 Ip > 6% (Ip > 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 Ip < 6% (Ip < 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.

c. 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.

c.1 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 ½ 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.

c.2 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 esponjosos al tacto en el límite plástico.

Cuanta más alta sea la posición del suelo respecto al 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 la 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 poco 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 O H 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 obscuros 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.

1.13.2 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.

a. 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.

b. 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 anotadas 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 lá mina y “equidim ensional” cuando sus tres dimen siones tengan el m ismo orden de ma gnitud. Esta última comp rende 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 alterado s. El grado de alteración puede ju zgarse por la sigui entes características de los fragmentos: falta de lu stre, manchas locales y sonido cuando son gol peados por un martillo. Al gunos fragmentos que no estén expuestos a la intemperie pueden parecer sanos cuando acaban de ser extraídos de su lugar; en estos casos se re comienda exponer dichos fragmentos a la intemperie por al gún 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 compo rtamiento mecánico de todo de pósito, siendo esencial el qu e los fragmentos rocosos estén en contacto directo o separados por el suelo. En el segundo caso, el comportamiento mecánico del conjunto está determinado fundam entalmente 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 lim oso 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 d e material que constituye dichos estratos y el echado de ellos; se debe expli car 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 acu erdo 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 fierro. 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.

1.14 CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS.

1.14.1 LINEAMIENTOS GENERALES PARA CLASIFICAR LAS ROCAS.

La clasificación de las rocas (tablas 3,4,5) está basada en las características que pueden ser observadas directamente en el campo sin ayuda del microscopio; en consecuencia, para clasificar una roca se deben tomar en cuenta, como factores principales, su composición mineralógica y su textura.

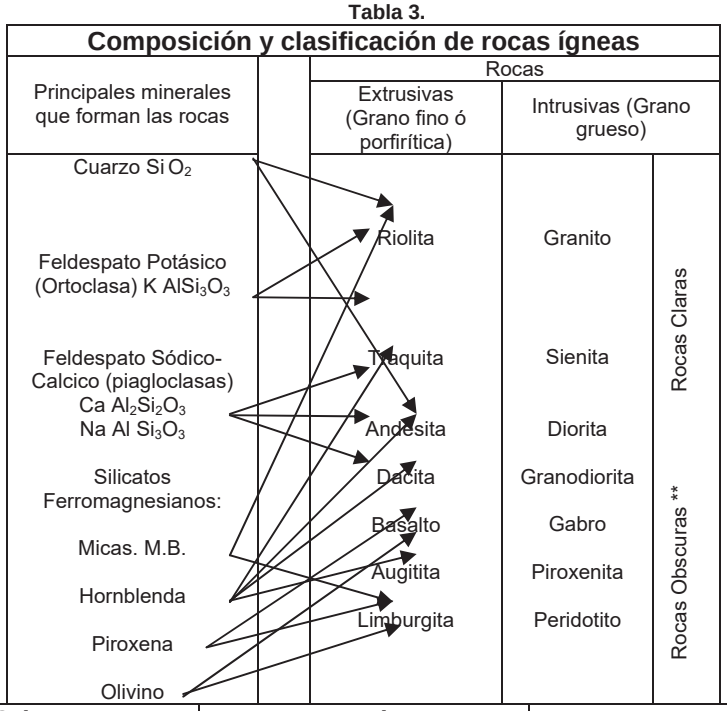
En la tabla 6 se presenta una lista de los principales minerales que constituyen las rocas y sus características físicas más importantes, como una ayuda para su identificación. Asimismo, en el texto se describen las texturas y tipos de rocas más comunes.

Para clasificar una roca se sugiere seguir el procedimiento que a continuación se indica:

1. Una vez que se ha examinado cuidadosamente una muestra de la roca, deberán definirse, en el orden que se indica, los tres aspectos fundamentales siguientes: tipo de textura, minerales que la constituyen y grupo a que pertenece (ígnea, sedimentaria o metamórfica).
2. Con la anterior información se entra a la tabla correspondiente, para determinar la clase de roca de que se trata.
3. Habiéndose determinado el nombre de la roca, se consulta la descripción correspondiente, con el fin de comprobar su clasificación.

Tabla 3.

Composición y clasificación de rocas ígneas



Origen	Naturaleza	Roca
Erupciones Tranquilas	Vítrea	Obsidiana Perlita Piedra Pómez * Retinita (Piedra Pez)

Erupciones Explosivas	Piroclástica (Fragmentos)	Piedra Pómez Bloques Bombas SUELTAS: CONSOLIDADAS: Gravas Brechas + Lapilli Tobas + Arenas Areniscas + Cenizas Tobas Polvos Tobas

** Rocas básicas. * Incluida aquí solo por ser vítrea. + Aglomerado.

Tabla 4.

ROCAS SEDIMENTARIAS			
Origen	**Agente Transportador**	**Sedimento Suelto**	**Sedimento Consolidado**
MECÁNICO	Agua	Grava (Aristas Redondeadas) Grava (Aristas Agudas) Arena Limo Arcilla	Conglomerado Brecha Arenisca Limolita Argilita
	Viento	Medanos Loees	Arenisca
	Hielo	Gravas Angulosas Arena Limo Arcilla	Tilita
	Gravedad	Grava Angulosa	Brecha de talud

Origen	Naturaleza	Sedimento Consolidado
QUÍMICO	Calcárea Calcárea Arcillosa	Caliza Dolomita Aragonita Travertino Marga
	Silicosa	Pedernal Geyserita
	Salina	Evaporitas: Sal Gema Yeso Borax Tequesquite Cristalillo
ORGÁNICO	Calcárea	Caliza Coral Coquina Creta (Sascab)
	Silicosa	Diatomita (Tizar)
	Carbonosa	Turba Lignito Hulla Antracita

Tabla 5.

ROCAS METAMÓRFICAS	
Roca Original	**Producto Metamórfico**
Arenisca Caliza Lutita Básicas Granito, Diorita y Conglomerado	Cuarcita Mármol Pizarra Esquistos, Serpentina, etc. Gneiss

1.14.2 TEXTURA DE LAS ROCAS.

La textura de una roca esta representada por el orden, la orientación, el tamaño, la forma y el enlace de las partículas que la constituyen y que se observan a simple vista o con la ayuda de una lente de poco aumento. Quedan excluidas las innumerables texturas que, aunque formadas en los mismos principios, solo son visibles al microscopio a través de una lámina delgada de la roca.

a. Texturas comunes de las rocas ígneas.

Las diferencias en el grado de cristalización y en el tamaño de los cristales determinan la textura de una roca ígnea; ambos factores están controlados en primer lugar por la velocidad de enfriamiento, aunque pueden tener intervención la constitución química del magma y su contenido de materiales volátiles.

Piroclástica.

Constituida por partículas de vidrio volcánico, trozos pequeños de pómez, fenocristales y fragmentos de roca volcánica, cementados. Las partículas de vidrio y la pómez pueden alterarse en parte, convirtiéndose en arcillas. Las rocas piroclásticas son el producto de explosiones volcánicas.

Vítrea.

Constituida esencialmente de vidrio volcánico. Pueden estar diseminados en el vidrio pequeños fenocristales de feldespato o de otros minerales.

El vidrio puede ser espumoso, lleno de minúsculas burbujas que forman una textura vítrea pumítica.

Afanítica.

Constituida principalmente por diminutos cristales (menores de 0.5 mm.) con residuo vítreo entre los cristales, o sin él. Aún cuando los cristales pueden observarse a simple vista, no es posible identificarlos sin la ayuda del microscopio. Su presencia da a la roca un lustre pétreo u opaco, en contraste con el lustre de vidrio de las rocas de textura vítrea. La mayor parte de las corrientes de lava tienen textura afanítica; en algunas, la corriente ha alineado a los pequeños granos minerales que dan a la roca una apariencia bandeada o fluidal.

Granular.

(Fanerítica). Constituida por cristales lo suficientemente grandes para verlos e identificarlos sin la ayuda de una lente o de un microscopio. Hay roca en las que el tamaño medio puede variar desde 0.5 mm hasta más de 1 cm; las rocas granulares comunes, como el granito, tienen granos de tamaño de 3 a 5 mm en promedio.

Porfirítica.

Compuesta de dos tamaños diferentes de los minerales, que dan a la roca una apariencia moteada. A causa de que en pequeños cuerpos intrusivos o en las lavas la textura porfirítica es la más común, ha sido atribuida a un cambio en la velocidad de enfriamiento mientras el magma estaba en cristalización. El proceso de deformación puede explicarse imaginando un gran cuerpo de magma subterráneo que puede enfriarse hasta una temperatura a la que comiencen a cristalizar uno o más minerales; como el enfriamiento es lento, los cristales de estos minerales crecen hasta adquirir un tamaño considerable. Si cuando el magma está casi a medio cristalizar se abre una grieta en el techo de la cámara, parte del magma con sus cristales suspendidos puede escapar para ir a formar una corriente de lava en la superficie. La porción todavía líquida del magma se enfría rápidamente en la superficie del terreno y rodea a los cristales grandes, llamados fenocristales, de una pasta fundamental de cristales afaníticos. Los fenocristales se formaron bajo la tierra, la pasta fundamental afanítica se forma en la superficie. Esa lava tiene una textura afanítica porfirítica. El adjetivo “porfirítico” se usa para calificar la textura que prevalece en la pasta fundamental. Las rocas que tienen una textura granular porfirítica (grandes cristales en una pasta fundamental de grano fino) son comunes en los cuerpos intrusivos. La textura vítrea porfirítica aparece en algunas corrientes de lava y en los fragmentos de pómez de las rocas piroclásticas. Otras condiciones diferentes a las de un cambio de la velocidad de enfriamiento rara vez pueden producir rocas porfiríticas.

b. Texturas comunes de las rocas sedimentarias.

Las diferencias entre la naturaleza de las partículas constituyentes y la manera en que están unidas, determinan la textura de una roca sedimentaria.

Clástica.

Constituida por fragmentos de rocas, partículas minerales o conchas, cuyo conjunto ha sido cementado. Pueden hacerse distinciones posteriores acerca del tamaño de las partículas y del grado de desgaste de los fragmentos individuales.

Orgánica.

Constituida por acumulaciones de detritus orgánicos (conchas, residuos, huesos, etc.), en los cuales las partículas orgánicas individuales están tan bien conservadas (ni rotas, ni desgastadas notablemente), que los rasgos orgánicos dominan en la textura de la roca.

Cristalina.

Constituida por cristales que han sido precipitados de soluciones y entrelazados íntimamente por mutua interpretación durante su crecimiento. La roca debe su coherencia a este enlazamiento de cristales y no a la presencia de un cementante, como en el caso de las texturas clásticas y orgánicas.

c. Texturas comunes de las rocas metamórficas.

Las diferencias en la orientación o alineación de los cristales y el tamaño de los mismos, determinan la textura de una roca metamórfica. Hay dos grupos generales de texturas. Las texturas foliadas, en las cuales los minerales laminares o en forma de hoja, como la mica y la clorita, están casi todos alineados paralelamente unos con otros, de tal manera que la roca se divide fácilmente a lo largo de los cruceros casi paralelos, bien orientados, de sus partículas mineral es constituyentes. La s texturas no fol iadas, constituidas ya se an de minerales equidimensionales o de minerales laminares orientados al azar, lo que hace que la roca se rompa en partículas angulosas.

Gnéisica.

Toscamente foliada; las hojas individuales tienen un espesor de 1mm ó más, pudiendo llegar a varios centímetros.

Las hojas o láminas pueden ser rectas, aplanadas, onduladas o dentadas. Difieren comúnmente en su composición; por ejemplo, los feldespatos pueden alternar con minerales obscuros. Los granos minerales son gruesos y fáciles de identificar.

Esquistosa.

Hojas muy finas que forman bandas delgadas paralelas, a lo l argo de los cuales la roca se pa rte o divide con f acilidad. Los minerales i ndividuales se ven di stintamente; los minerales son principalment e laminares o en forma de bastoncillo, principalmente la mica, la clorita y la anf íbola. Pueden estar presentes, pero no en forma abundante, algunos minerales equidimensionales, como el feldes pato, el granate y la piroxena.

Apizarrada.

Foliación muy fina en hojas planas, casi rígidamente paralelas, de fácil separación debido al paralelismo casi perfecto de cristales microscópicos y ultramicroscópicos de minerales laminares, principalmente mica.

Granoblástica.

No foliadas o débilmente foliadas. Compuesta de granos minerales que se interpenetran mutuamente y que cristalizaron simultáneamente. Los minerales son lo suficientemente grandes como para ser identificados con facilidad sin el uso del microscopio y son todos del tipo equidimensional, tales como feldespato, el cuarzo, el granate y la piroxena.

Felsítica córnea.

No foliada. Los granos minerales son por lo común microscópicos o ultramicroscópicos, aunque algunos cuantos pueden ser visibles; se rompen en fragmentos de ángulos muy agudos con superficies de fractura curva.

1.14.3 ESTRUCTURA DE LAS ROCAS.

Es la serie de rasgos morfológicos megascópicos de las rocas, debidos a oquedades, deformaciones o discontinuidades.

Cuando los minerales que forman una roca ígnea se presentan en forma de cristales grandes, visibles a simple vista, como en el caso de un granito o de una diorita, lo más seguro es que se trate de un a roca intrusiva.

Cuando la roca ígnea es de textura vítrea, afanítica o porfirítica, seguramente se trata de una roca extrusiva. Algunas veces estas rocas presentan en el campo una estructura fluidal. Los basaltos presentan con frecuencia una estructura rugosa o acordonada; las riolitas, la apariencia fluidal que les ha dado su nombre y esto se puede observar aún en el ejemplar de mano, pues los cristales, principalmente los de cuarzo, están alineados en la dirección de la corriente. Otras veces, la riolita, la andesita y la dacita presentan una estructura en fajas de distinto color, en señal de la fluidez de la lava de que procedieron.

Las rocas sedimentarias de textura clástica no presentan dificultad para su identificación cuando su grano es grueso, a partir de la arenisca. Sin embargo, se da el caso de que una arenisca de grano muy grueso puede ser confundida con un conglomerado fino; entonces se le da este último nombre (también se le ha llamado arenisca conglomerática).

La identificación de las rocas sedimentarias de textura clástica, de grano fino, puede presentar alguna dificultad. Desde luego, la mayoría de las rocas de este tipo están dispuestas en capas delgadas (estratos delgados), pero hay algunas, como las calizas margosas, que se presentan en bancos gruesos. Cuando están sometidas a presiones, tanto unas como otras sufren trastornos en su posición original, que se supone horizontal y presenta inclinaciones, curvaturas, pliegues sencillos y complicados, que algunas veces conservan aún en ejemplares de mano. En este último caso, hay que atender no sólo a la textura de roca, sino también a su estructura. Esto es importante, pues puede haber casos en que el tamaño de un ejemplar de mano no alcance a traducir el espesor de la capa de roca en el campo.

Algunas calizas de origen orgánico presentan una estructura en bancos gruesos o en grandes masas (corales) y esto no aparece en un ejemplar de mano.

La diatomita (tiza) esta formada por carapachos tan pequeños que sólo pueden verse al microscopio con un fuerte aumento; pero el polvo del material frotado entre los dedos y muy cerca del oído produce un ligero ruido que lo hace distinguir del caolín, además de que el tacto es diferente. Por otra parte, un poco de agua hace ver inmediatamente que la diatomita no es plástica.

Las lutitas (lodos endurecidos) abarcan no sólo a formaciones arcillosas y limosas, sino también a las margosas. Expuestas a la intemperie, estas rocas se alteran fácilmente, se agrietan primero, se rompen después, se deshacen y dan lugar a la formación de suelos sumamente plásticos.

Hay que advertir que las margas están aquí comprendidas en las lutitas, en general, pues su apariencia es la misma cuando se presentan en capas de poco espesor. Con el ácido clorhídrico se puede hacer la distinción con facilidad, pues solamente las margas hacen efervescencia con él, debido a la presencia en ellas del carbonato de calcio.

Cuando se trata de rocas metamórficas foliadas, la estructura tiene mucha intervención en su identificación.

El gneis presenta una estructura en fajas o bandas, que separan a los minerales que lo forman, esto es, hay unas fajas de cuarzo, otras de mica, otras de feldespato, etc. Si el ejemplar que se examina está roto paralelamente a una de esas fajas, presentará las texturas correspondientes a cada una de dichas bandas. Esto es más notable en los esquistos, pues en ellos destacará sobre todo el mineral abundante (clorita, la mica, etc.) y puede no notarse su estructura, que casi siempre es muy plegada, más que en los gneises y los cristales de los minerales son más pequeños.

La fisilidad de la pizarras es independiente de la estratificación, esto es, se dividen fácilmente en láminas que no tienen relación con la posición original de los estratos. Así como en los esquistos se llama esquistosidad a la propiedad que tienen de dividirse fácilmente en láminas cortas y delgadas, se llama pizarrosidad a la propiedad que tienen las pizarras de dividirse en hojas o láminas más o menos amplias, en una dirección independiente de la de los planos de estratificación.

Entre las rocas metamórficas no foliadas merece una nota el mármol, en el que el carbonato de calcio de la calizas de que procede está convertido en calcita, que forma cristales de todos tamaños, desde muy grandes hasta muy pequeños. El mármol de cristales grandes, triturado, se utiliza para la fabricación de granito artificial; el de grano fino, blanco o de colores, sirve para fines ornamentales. El mármol negro contiene carbón grafítico y proviene de calizas que contienen originalmente carbón finamente dividido. En ejemplares de mano estas calizas negras han sido confundidas a veces con basalto.

Cuando se trata de carbonatos o de rocas que los contienen, la aplicación del ácido clorhídrico hace que se desprenda el anhídrido carbónico (CO_2) que los forma, lo que se efectúa con efervescencia, que es mayo mientras es mayor la concentración del ácido y desde luego, el contenido de carbonato en la roca que se analiza.

Es suficiente una concentración al 10% lo que tiene la ventaja de que cuando se trata del carbonato doble de calcio y de magnesio (Dolomita o dolomía) o de calizas dolomíticas, estas rocas no hacen

efervescencia o la hacen muy débil con el ácido diluido. Entonces se obtiene con la navaja un poco de polvo del ejemplar y así se logra la efervescencia y la identificación.

LISTA DE MINERALES

Tabla 6. Carbonatos, Sulfatos, Cloruros y Óxidos, Comunes.

Mineral	Forma	Crucero	Dureza	Densidad	Otras propiedades
Calcita.- Carbonato de calcio, Ca CO_3	"Dientes de perro", ó cristales aplanados, con excelente crucero, también en masas de grano demasiado fino para ver el crucero con claridad.	Tres cruceros muy perfectos, en ángulos oblicuos, que dan a los fragmentos formas romboédricas.	3	2.72	Generalmente incolora, blanca o amarilla, o de cualquier color debido a impurezas. Transparente u opaca; la variedad transparente muestra muy fuerte doble refracción. Lustre vítreo u opaco hierve fácilmente con ácido clorhídrico frío, diluido.
Dolomita.- Carbonato de calcio y de magnesio, Ca Mg $(CO_3)_2$	Los cristales, de caras rómbicas muestran buen crucero. También se presentan en masas de grano fino.	Tres cruceros perfectos en ángulos oblicuos como la calcita	3.5-4	2.9	Color variable, pero generalmente blanco. Transparente o traslúcida. Lústre vítreo o aperlado. Pulverizada, hierve lentamente con el ácido clorhídrico diluido, pero los cristales grandes no.
Yeso.- Sulfato hidratado de calcio, $CaSO_4 2H_2O$	Cristales tabulares y masas granulares, terrosas, fibrosas y aún con crucero.	Un crucero perfecto que da láminas flexibles delgadas. Otros 2 son menos perfectos	2	2.2-2.4	Incoloro o blanco por impurezas, otros colores. Transparente u opaco. Lústre vítreo, aperlado o sedoso. Las láminas de crucero son flexibles, pero no elásticas como las de la mica.
Halita.- (Sal de roca). Cloruro de sodio, Na Cl	Cristales cúbicos. Masa granulares.	Crucero cúbico excelente (3 cruceros en ángulo recto entre sí).	2-2.5	2.1	Incolora o blanca; pero por impurezas, presenta diversos colores. El color puede estar distribuido sin uniformidad en el cristal. Transparente o translúcida. Lustre vítreo. Sabor salado.
Ópalo.- Sílice hidratada, con 3% a 12% de agua: $SiO_2 nH_2O$. No tiene una estructura interior geométrica definida, por lo tanto, es un mineraloide, no un verdadero mineral.	Amorfo. Generalmente en vetas o en masas irregulares que muestran una estructura bandeada. Puede ser terroso.	Ninguno. Fractura conchoidal.	5-6.5	2.1-2.3	Color variable en alto grado, a menudo en fajas u ondulado. Translúcido u opaco. Lustre parecido al de la cera.
Calcedonia.- (Cuarzo criptocristalino) Bióxido de silicio, Si O_2	Cristales demasiado pequeños para ser visibles. A veces con bandas muy marcadas. También en masas.	Ninguno. Fractura conchoidal.	6-6.5	2.6	El color es por lo común blanco o gris claro, pero las impurezas le pueden dar cualquier color. Se distingue del ópalo por su lustre opaco o nebuloso.
Cuarzo.- (Cristal de roca) Bióxido de silicio, Si O_2	Cristales prismáticos de seis caras. Terminados por seis caras triangulares. También macizo.	Ninguno o apenas notable fractura conchoidal.	7	2.65	Generalmente incoloro o blanco., pero puede ser amarillo, rosado, pardo ahumado translúcido y aún negro. Transparente u opaco. Lustre vítreo o graso.
Magnetita.- combinación de óxidos ferroso y férrico $Fe_3 O_4$	Cristales bien formados, de 8 caras, generalmente en agregados compactos o granos desiminados o sueltos en la arena.	Ninguno. Fractura conchoidal o dispareja. Puede partirse en forma que parece crucero.	5.5-6.5	5-5.2	Negra opaca. Lustre metálicoo submetálico. Raspadura negra. Fuertemente atraída por un imán. La magnetita es un mineral importante de hierro.
Hematita.- Óxido férrico, $Fe_2 O_3$	Sumamente variada; compacta, granular, fibrosa; o terrosa, micácea; rara vez en cristales bien formados.	Ninguno, pero algunos ejemplares fibrosos o micáceos se parten como si tuvieran crucero; fractura desigual o astillada.	5-6.5	4.9-5.3	Color gris de acero, pardo rojizo, rojo o negro de hierro. Lustre metálico o terroso. Raspadura característica roja pardusca. La hematita es el mineral de hierro más importante.

Limonita.- El estudio microscópico muestra que el material llamado limonita no es un solo mineral. La mayoría de las limonitas es la variedad en cristales muy finos, del mineral GOETHITA que contine agua absorbida. Óxido férrico hidratado, con cantidades menores de otros elementos aproximadamente: $Fe_2 O_3 . H_2O$	Masas compactas o terrosas; puede presentar estructura fibrosa radial.	Ninguno. Fractura conchoidal o terrosa.	1-5.5	3.4-4	Color amarillo, pardo o negro. Lustre terroso opaco, que la distingue de la hematita. Raspadura característica parda amarillenta. Mineral común del hierro.
Hielo.- Óxido de hidrógeno H_2O	Granos irregulares; pajillas irregulares en forma de flecos, con simetría exagonal, macizo.	Ninguno. Fractura conchoidal.	1.5	0.9	Incoloro, blanco o azul. Lustre vítreo. Funde a 0º C, por lo tanto, es líquido a la temperatura del cuarto. Bajo de peso específico.
Silicatos comunes en la formación de las rocas.					
Feldespato potásico.- (Ortoclasa, microclina y sanidino). Silicato de aluminio y potasio, $KalSi_3O_8$	Cristales en forma de caja; macizo, con crucero excelente.	Uno perfecto y uno bueno que hacen un ángulo de 90º	6	2.5-2.6	Generalmente blanco, gris, rosado, o amarillo pálido, rara vez incoloro. Generalmente opaco, pero puede ser transparente en las rocas volcánicas. Vítreo. Lustre aperlado en el mejor crucero. Se distingue de la plagioclasa por la ausencia de estrías.
Feldespato plagioclasa.- (Feldespatos sódicos-cálcicos). Un grupo de soluciones sólidas de silicatos de aluminio, sodio y calcio, $NaAlSi_3O_8$ a $CaAl_2Si_2O_8$	En cristales bien formados y en masas granulares o con crucero	Dos buenos cruceros casi en ángulo recto (86º). No muy claro en algunas rocas volcánicas	6-6.5	2.6-2.7	Generalmente blanco o gris, pero puede presentar otros colores. Algunas variedades grises presentan un juego de colores llamados opalescencia. Transparente en algunas rocas volcánicas. Lustre vítreo o aprelado. Se distringue de la ortoclasa por la presencia en la cara del mejor crucero, de estrías (líneas finas paralelas).
Muscovita.- (Mica blanca; cola de pescado). Un silicato complejo de potasio y aluminio, $KAl_2Si_3O_{10}(OH)_2$ aproximadamente pero varía.	Cristales como escamas delgadas o en agregados foliados, escamosos.	Perfecto en una dirección, que separa laminillas delgadas, transparentes, flexibles.	2-3	2.8-3.1	Incolora; pero puede ser gris, verde o pardo claro en piezas gruesas. Transparente o translúcida. Lustre aperlado o vítreo.
Biotita.- (Mica negra). Un silicato complejo de potasio, fierro, aluminio y magnesio, de composición variable, pero aproximada: $K(Mg,Fe)_3AlSi_3O_{10}(OH)_2$	Cristales como escamas delgadas, generalmente de 6 lados y en masa escamosas foliadas.	Perfecto en una dirección que da laminillas delgadas, flexibles.	2.5-3	2.7-3.2	Negra o parda oscura. Translúcida u opaca. Lustre aperlado o vítreo. Raspadura blanca o verdosa.
Piroxena (O).- Un grupo de soluciones sólidas de silicatos, principalmente de silicatos de Ca, Mg y Fe con cantidades variables de otros elementos. Variedades más comunes: augita e hiperstena.	Generalemente en cristales cortos, prismáticos, de 8 caras; el ángulo entre caras alternas de cerca de 90º. También masas compactas y en granos diseminados.	Dos cruceros en ángulo casi recto. Crucero no siempre bien desarrollado; la fractura en algunos ejemplares, desigual o conchoidal.	5-6	3.2-3.6	Por lo común el color es verdoso o negro. Lustre poco opaco o vítreo. Raspadura gris verdosa. Se distingue de la anfíbola por el crucero a 90º y los cristales de 8 caras y por el hecho de que la mayoría de los cristales son cortos y muy duros en vez de prismas largos y delgados como en la anfíbola.

Anfíbola.- Un grupo de silicatos complejos, en solución sólida, principalmente de Ca, Mg Fe y Al.Composición semejante a la piroxena,pero contiene un poco de ión de hidroxilo (OH). La variedad más común de las anfíbolas es la hornblenda.	Cristales largos, prismáticos de 6 caras; también masas irregulares o fibrosas, con cristales que se entrelazan y en granos diseminados.	Dos buenos cruceros que se encuentran en ángulos de 56º y 124º.	5-6	2.9-3.2	Color negro o verde claro o aún incolora. Opaca. Lustre vítreo intenso en las superficies de crucero. Se distingue de la piroxena por la diferencia en el ángulo de crucero y por la forma del cristal. La anfíbola tiene mucho mejor crucero y mayor lustre que la piroxena.
Olivino.- Silicato de hierro y de magnesio, $(Fe,Mg)_2 Si0_4$	Generalmente como en granos de vidrio y en agregados granulares.	Tan débil que es raro verlo: Fractura conchoidal.	6.5-7	3.2-3.6	Varios tonos del verde, también amarillento opalescente y parduzco cuando está algo alterado. Transparente o translúcido. Lustre vítreo. Se parece al cuarzo en pequeños fragmentos, pero tiene un color verdoso característico a menos que esté alterado.

1.15 ROCAS COMUNES.

1.15.1 ROCAS ÍGNEAS COMUNES.

a. Rocas extrusivas piroclásticas.

Toba.

La toba volcánica es una roca piroclástica de grano fino compuesta de fragmentos menos de 5 mm, la mayor parte de los fragmentos son fenoclistales rotos y fragmentos de lava solidificada; otros constituyentes comunes son partículas de vidrio volcánico, ya sean esquirlas microscópicas llamadas escamas o corpúsculos espumosos de pómez.

También pueden estar presentes partículas de la roca basal sobre la cual se ap oya el volcán. Generalmente las tob as son rocas poco resistentes aunque algunas se encuentren lo suficientem ente bien consolidadas como para soportar cualquier cimentación o para ser cortadas con taludes verticales. Muchas tobas se en cuentran entre los peores materiales en cuanto a la ten dencia al deslizamiento; la arcilla montmorilonítica es una constituyente de la bentoníta, mineral común de las tobas y su presencia debe tomarse siempre como señal de peligro.

Esta roca es muy abundante en toda l a Sierra M adre Occidental generalmente intercalada con lavas riolíticas.

Brecha volcánica.

En la brecha volcánica dominan como componentes , fragmento de más de 5mm, en general los fragmentos de lava son más abundantes que en la toba; las partículas de vidrio y la pómez pueden ser escasas. La escoria (tezontle) abunda en algunas brechas, la escoria puede formar grandes bloques angulares, bombas estriadas de 2 a 15 cm de largo con la forma de un huso o l ágrima por haber sido lanzadas al aire cuando todavía estaban fundidas.

Lapilli.

Es un material fragmentario, formado por partículas sueltas de 2 cm, constitui das de lava espumosa y que fueron expulsadas por volcanes. Se usa mu cho en construcción de carreteras ya qu e es un excelente material para base y revestimiento mezclado con algún cementante.

Es muy frecuente encontrar este material en conos volcánicos cineríticos casi siempre en explotación.

Algunas brechas volcánicas se forman como las tobas; pero otras son partículas de corrientes de lodo volcánico. Se ha vi sto que cuando han caído lluvias intensas en las laderas de fuertes pendientes de un cono volcánico, se han producido deslizamientos, como aludes de detritus piroclásticos sin consolidar.

Se han formado otras corrientes de lodo por nubes procedentes de erupciones explosivas a través d e cráteres lagos. Los detritus volcánicos pueden viajar varios km como corrientes en los valles.

Obsidiana.

La obsidiana en un vidrio natural formado principalmente por magmas de composición riolítica, dacítica o andesítica. Es lustrosa y se rompe con superficie conchoidal. La mayor parte de las obsidianas son negras a causa de que tienen diseminados grados de magnetita y minerales ferromaganesianos, pero pueden ser rojas o grises por la oxidación del fierro, provocada con los gases magmáticos calientes. Los fragmentos delgados de obsidiana son casi transparentes, se les encuentra a lo largo de las orillas de las intrusiones y raras veces forman pequeñas masas intruisivas.

La mayor parte de las obsidianas intrusivas tienen un lustre opaco a la de la pez y ha esa variedad se le llama piedra pez.

Pómez.

La pómez es espuma de vidrio, caracterizada por en color gris blanco y llena de minúsculas burbujas. Estás son tan numerosas que la pómez flota en el agua. La pómez abunda en forma de fragmentos en las tobas y en las brechas.

Forma también corrientes distintas o más comúnmente, corona corrientes de obsidiana y riolíta, se gradúa hacia abajo hasta confundirse con la lava no espumosa.

b. Rocas extrusivas. Lavas.

Riolíta.

La riolíta tiene una pasta fundamental afanítica, salpicada de fenocristales de cuarzo o feldespato de potasio. El color de la riolita varia ampliamente pero en general es blanco o amarillo claro, gris o rojo. La mayor parte de las riolitas tienen una estructura bandeada, es decir, muestran una serie de capas alineadas que se formaran cuando el magma fluía pastoso antes de solidificarse.

La máxima presencia de las riolítas y sus tobas se halla en las cumbres de la Sierra Madre Occidental, que comprende zonas de los estados de Nayarit, Zacatecas, Sinaloa, Durango y Chihuahua. También es abundante en el centro del país.

Dacita.

La dacita es semejante a la riolíta con la excepción de que es la plagioclasa la que predomina en vez del feldespato de potasio. Tiene la misma relación a la riolíta que la que tiene la granodioríta con el granito. La riolita y la dacita se encuentran como corrientes de lava y como pequeñas intrusiones.

Andesita.

La andesita en una roca afanítica y frecuentemente porfirítica que se parece a la dacita pero que no contiene cuarzo. El feldespato plagioclasa constituye el fenocristal más común, pero pueden estar presentes la piroxena, la anfíbola o la biotita. La mayoría de las andesitas presentan estructura bandeada pero no tan notable como las riolítas, en color de las andesitas varía del blanco al negro aunque la mayoría son de color gris obscuro o gris verdoso. La andesita en abundante en corrientes de lava y también fragmentos de la brecha volcánica particularmente en cordilleras rematadas por volcanes como la de los Andes, las Cascadas y los Cárpatos. La andesita también forma pequeñas masas intrusivas.

La Sierra de Pachuca está constituida por andesitas en sus dos terceras partes inferiores, la cumbre, o sea, la tercera parte superior esta constituida por dacitas. Gran parte de la cuenca del Valle de México esta constituida por andesitas, la sierra nevada, el Ajusco, Las Sierras de las Cruces y el Monte Alto.

Basalto.

El basalto es una roca afanítica de un color gris o negra, la mayor parte de los basaltos no son porfíricos, pero algunos contienen fenocristales de plagioclasa y olivino. El basalto es la lava más abundante en el mundo y está muy esparcida en forma de grandes mesetas que cubren miles de kilómetros cuadrados. Aunque forma típicamente corrientes de lava, el basalto es también común en pequeñas masas intrusivas. El basalto es muy abundante en la república y sus alrededores.

c. Rocas intrusivas.

Granito.

El granito, que se caracteriza por una textura granular tiene como sus minerales más abundantes el cuarzo y el feldespato y en consecuencia, la mayoría de los granitos también están presentes la biotita y la hornblenda.

Abunda en las costas del Océano Pacífico, en la Sierra de Chiapas, en el batolito de Acapulco, en Guerrero y los de Michoacán y Jalisco. En los dos extremos de la península de Baja California, región de El Cabo en el sur y Sierra de Juárez, Kukapás y Rumorosa, en el norte. En algunas regiones de los estados de Sonora y Sinaloa, en donde está muy alterado, recibe el nombre de Tucuruguay y presenta la apariencia de una arena gruesa pobremente cementada.

Técnicamente, el término granito está reservado a aquellas rocas ígneas granulares, cuarcíferas, que tienen el feldespato potásico como mineral predominante. Aquella en la que predomina la plagioclasa se llama granodiorita. Generalmente la granodiorita puede distinguirse del granito por las estrías finas que caracterizan a una de las superficies de crucero de la plagioclasa.

Se le encuentra con frecuencia en las mismas zonas que el granito.

Los levantamientos geológicos muestran que el granito y la granodiorita se encuentran en grandes cantidades en la corteza terrestre. Forman grandes masas intrusivas a lo largo del núcleo de varias cordilleras así como en otras áreas que han sufrido una erosión profunda. Son típicamente rocas continentales y nunca han sido encontradas en islas oceánicas aisladas ni lejos de las masas continentales. Algunos granitos son de origen metamórfico, en vez de ígneo.

Diorita.

La diorita es una roca granular compuesta de plagioclasa y menores cantidades de minerales ferromagnesianos. De éstos los más comunes con la hornblenda, la biotita y la piroxena. En general las masas de diorita son de menor tamaño que las de granito o de granodiorita.

La diorita se presenta en grandes masas, como al sur de Zitácuaro (Cerro de la Coyota) y en muchos lugares de la Sierra Madre Occidental y de las costas del Océano Pacífico. En el gran batolito de Acapulco, a los lados de la carretera es común ver con frecuencia diques de diorita que atraviesan la masa del granito. En el cruce del río Aguacatillo se ve un contacto de granito con diorita. La pequeña península de La Quebrada es una intrusión de diorita en granito.

Gabro.

Es una roca granular compuesta principalmente de plagioclasa y piroxena y por lo común, con pequeñas cantidades de otros minerales ferromagnesianos, especialmente olivino. Si los materiales ferromagnesianos predominan sobre la plagioclasa, de modo que la roca sea de color obscuro, generalmente es correcto llamarla gabro, aunque la distinción microscópica con la diorita reside en la identificación de la plagioclasa, que no es determinable a simple vista.

El gabro se encuentra distribuido tanto en grandes como en pequeñas masas. Es especialmente común en diques y láminas intrusivas delgadas, de grano fino. En la mayoría de estas pequeñas intrusiones, los granos minerales son tan pequeños que son difícilmente reconocibles sin la ayuda del microscopio. Esos grabos, con tamaño de grano intermedio entre el basalto y el del grabo normal. Se llaman doleritas o diabasas.

Se conocen en México algunos lugares donde aparecen el grabo sano. En el Estado de San Luis Potosí, en la presa de La Ventilla; en el Estado de Hidalgo cerca de Tlalchinol; en el camino Pachuca-Huejutla; en Sinaloa, en algunos cortes del Ferrocarril Chihuahua-Pacífico. En Baja California, con motivos de algunos cortes en el camino Tijuana-Ensenada se ha encontrado un grabo, a veces cavernoso, pero resistente, a pesar de una alteración profunda causada por una larga permanencia bajo las aguas del mar.

Peridotita, piroxenita y serpentina.

En algunas regiones son comunes las rocas de textura granular, casi enteramente compuesta de minerales ferromagnesianos, sin feldespato. Si la roca tiene olivino, como constituyente predominante, se le llama peridotita; si está constituida totalmente por piroxenas, se llama piroxenita.

A las peridotitas y piroxenitas alteradas se les llama serpentinas. En virtud de que la serpentina está compuesta casi por completo de minerales secundarios que no se solidificaron directamente del magma, se clasifica a menudo como roca metamórfica en vez de ígnea. La serpentina forma láminas intrusivas, diques y otras pequeñas masas intrusivas.

Pórfido.

Es común aplicarlo a las rocas ígneas intrusivas de grano fino, de textura porfírica, en las cuales los fenocristales constituyen el 25% o más de su volumen. La pasta fundamental puede ser afanítica de grano grueso o fanerítica de grano fino. Se antepone la palabra pórfido el nombre la roca cuya composición y textura se ajustan a la pasta fundamental.

Para distinguirlo del adjetivo porfirítico, el nombre de “pórfido” no debe ser aplicado a las rocas porfiríticas que tengan una pasta fundamental de grano grueso, o a corrientes lava profirítica que contengan

unos cuantos fenocristales diseminados. La primera debe llamarse diorita porfirítica y la última andesita porfirítica, si tienen la misma composición que la diorita y la andesita.

El pórfido de granito, el pórfido de granodiorita y el pórfido de la diorita, forman diques cerca de las masas de granito y de granodiorita. El pórfido de riolita, el pórfido de dacita y el pórfido de andesita son comunes en los cuellos volcánicos y en otras pequeñas masas intrusivas.

1.15.2 ROCAS SEDIMENTARIAS COMUNES.

Conglomerado.

El conglomerado es una grava cementada. La grava es un depósito sin consolidar compuesto principalmente de fragmentos arrastrados por los ríos. Estos fragmentos pueden ser de cualquier clase de roca o de mineral y de cualquier tamaño. La mayor parte de los conglomerados, especialmente los que han sido depositados por los ríos, tienen mucha arena y otros materiales finos que llenan los espacios entre las gravas. Algunos conglomerados de playa que han sido lavados cuidadosamente, contienen poca arena. Se les encuentra formando grandes masas en el Estado de Guerrero, en las zonas de Chilapa y Tlapa bastante alterado por intemperismo. En el norte del país también es frecuente encontrarlo ocupando grandes extensiones. En masas pequeñas se le encuentra en todas partes.

Brecha.

Las brechas sedimentarias se parecen a los conglomerados, excepto en que la mayoría de los fragmentos son angulosos en vez de redondeados, sin que exista una frontera definida entre dichas rocas. Por la forma angulosa de sus fragmentos constituyentes es evidente que los componentes de las brechas sufrieron un desgaste y transporte relativamente pequeños antes de ser depositados. Hay otras clases de brechas que no son sedimentarias, como las volcánicas y las de falla. Las brechas son abundantes en las áreas montañosas que han estado sometidas a movimientos tectónicos intensos.

Arenisca.

La arenisca es arena cementada. La arena por definición, consiste de partículas de un diámetro comprendido entre 4.76 mm (malla No. 4) y 0.074 mm (malla No. 200).

La arena es acumulada en diferentes medios. Algunas son depositadas por los ríos, otras son acumuladas por los vientos para formar médanos, otras son extendidas por las olas y las corrientes a lo largo de las playas o en aguas de poca profundidad en las plataformas continentales; otras son transportadas por corrientes turbias a lo largo de pendientes submarinas hasta el fondo del mar.
Se reconocen tres variedades principales de arenisca.

Arenisca de cuarzo.

Compuesta principalmente de granos del mineral cuarzo, aunque puede contener pequeñas cantidades de otros minerales.

Arkosa.

Es una arenisca rica en feldespato. Puede contener casi tantas partículas de feldespato parcialmente intemperizado como de cuarzo, o aún más. La mayor parte de las arkosas han sido formadas por la erosión rápida de rocas ricas en granos de feldespato, tales como los granitos y los gneises y por el depósito rápido de esos detritus erosionados, sin que el feldespato haya tenido tiempo de que el intemperismo lo convirtiera en arcilla.

Grauvaca.

Es una “arena sucia” cementada, que contiene grandes cantidades de arcilla y fragmentos de roca, a los que se agregan cuarzo y feldespato. Varias grauvacas contienen muchos detritus piroclásticos con diferentes grados de alteración; otras contienen gran cantidad de fragmentos pequeños de pizarra, rocas verdes y otras rocas metamórficas; en ocasiones son rocas con abundancia de minerales ferromagnesianos.

Todas contienen cantidades apreciables de arcilla. Las grauvacas son comúnmente de color gris obscuro, verde obscuro y aun negro. Como las arkosas, indican erosión y depósito rápido sin mucho intemperismo químico.

Las areniscas forman unidades litológicas importantes que ocupan extensiones considerables. Afloran areniscas en la zona de Ciudad Altamirano, en Guerrero; en la Sierra Madre Occidental, interestratificada con lutitas; en la planicie costera del Golfo, en la zona norte del Istmo y en masas menores en toda la República.

Lutita.

Estrictamente, el término lutita se refiere a una roca que tiene una estructura fósil, laminada o finamente estratificada, así como una composición esencialmente arcillosa, aunque puede tener cantidades importantes de limo, arena, materia orgánica y carbonato de calcio.

Las lutitas se acumulan en muy diferentes medios. Puesto que la carga principal que los grandes ríos llevan al mar está compuesta de lodo y arena fina, no es sorprendente que la lutita sea la roca sedimentaria más abundante; también puede endurecerse hasta convertirse en lutita el lodo depositado en los deltas, en el fondo de los lagos y en las planicies que estuvieron a los lados de antiguos ríos divagantes.

La clasificación de las rocas de este grupo exige la separación entre los tipos laminados y no laminados, debido a la importancia que tiene la posición de la estratificación con respecto a la dirección en que actúan las fuerzas a que se les somete.

Las arcillas y los limos pasan a lutitas a través de un proceso de consolidación, siempre con eliminación de agua. Las lutitas formadas por consolidación vuelven a constituir lodos cuando se les somete a procesos alternados de saturación y deshidratación. Las lutitas bien cementadas son bastante más resistentes a esos cambios. Es una roca que abunda en el territorio nacional, principalmente en el Este y el Sur. Frecuentemente se presenta con cantidades subordinadas de carbonato de calcio.

Marga.

La marga es una roca formada por arcilla y carbonato de calcio en proporciones aproximadamente iguales. Sus propiedades son semejantes a las de la lutita, pero es todavía más intemperizable.
Si predomina la arcilla, se dice que se trata de una lutita calcárea y si predomina el carbonato de calcio, es una caliza arcillosa.

Caliza.

La caliza está compuesta de carbonato de calcio ($CaCO_3$) con impurezas que pueden ser arcilla, limo, arena, materia orgánica, etc.

Las calizas de origen orgánico son rocas comunes y se presentan en gran variedad, a causa de las muchas clases de restos de que están formadas. Entre las más comunes están: la caliza coralígena que contiene una trama de depósitos de coral pero también incluye conchas de otros animales, especialmente foramiomíferos, moluscos y gastrópodos; la caliza de algas constituida principalmente por calcita precipitada por algas y bacterias; la caliza de foraminíferos, compuesta principalmente de diminutas conchas de foraminíferos; la coquina, compuesta principalmente de conchas grandes, de moluscos y gastrópodos, y la creta, que consiste principalmente de láminas y espinas microscópicas de calcita, llamadas cocolitos. Las calizas clásticas están compuestas de fragmentos rotos y desgastados de conchas o de cristales de calcita.

La caliza precipitada químicamente se está formando en la actualidad en mares calientes de poco fondo, en manantiales termales y en lagos salados. El trabajo de la precipitación orgánica es, no obstante, difícil de separar del de los agentes bioquímicos y orgánicos.

Las calizas que presentan una estratificación gruesa y que están poco deformadas, proporcionan condiciones excelentes para cimentaciones o cortes; las de estratificación delgada, deformadas y fracturadas, pueden introducir serios problemas en las cimentaciones y presentan condiciones muy desfavorables por su baja resistencia al esfuerzo cortante y por las filtraciones de agua que permiten.

Por lo demás, se le considera como magnífico material para la construcción. La caliza forma la masa general de la Sierra Madre Oriental y se le encuentra aflorando a lo largo de toda esa sierra. Se le encuentra formando grandes masas en el sur del país; constituye la totalidad de la Península de Yucatán y se presenta en casi todos los Estados de la República.

Travertino.

El travertino es otra roca formada por carbonato de calcio impuro, que se deposita al aflorar manantiales termales. Es toscamente cristalina y por lo común está llena de pequeños agujeros irregulares por donde ha circulado el agua que la formó. Se le conoce también como sillar de agua, por su uso en mamposterías toscas y en ornamentación.

Esta roca abunda en el Estado de Puebla, en la región de Valsequillo hasta Tehuacán. En viesca, del Estado de Coahuila, hay también yacimientos abundantes de travertino. En el Estado de Nuevo León se le llama sillar de agua y se le usa para construcción.

Dolomita.

La dolomita es una roca compuesta principalmente de mineral del mismo nombre: dolomita (carbonato doble de calcio y de magnesio); se parece a la caliza y se transforma gradualmente en ella por cambios en la cantidad de calcita en la roca; generalmente es necesario hacer pruebas microscópicas y químicas para

determinar en la roca las cantidades relativas de los minerales calcita y dolomita. La dolomita hace una efervescencia suave en HCl y para que sea mayor este efecto debe rasparse con una navaja y aplicar el ácido al polvo.

No es muy abundante en la República; sin embargo, se puede señalar la presencia de caliza dolomítica explotable en Teapa, Tab. Esta roca también existe en el cañón de Petaquillas, Gro.

Rocas silicosas de grano fino.

Son comunes las rocas compuestas casi enteramente de sílice de grano fino, pero rara vez forman grandes masas; las más comunes se describen a continuación:

1). Pedernal. El pedernal es una roca dura de grano tan fino que la superficie de fractura aparece uniforme y lustrosa. Los nódulos y lentes de pedernal son comunes en las calizas y las dolomitas; el pedernal es muy dura y de color negro, amarillento y blanco, principalmente.

2). Diatomita. Es una roca blanca compuesta casi enteramente de conchas silicosas de plantas microscópicas llamadas diatomeas.

No todas las rocas silicosas de grano fino son de origen orgánico. Se cree que algunas han sido precipitadas por manantiales termales submarinos de aguas silicosas. Otras se han formado por el reemplazamiento de madera, caliza, lutita u otros materiales por soluciones silicosas. La madera petrificada es un ejemplo común.

Rocas carbonosas.

Turba y carbón. La turba es un conjunto de restos de plantas ligeramente descompuestas. Puede encontrársele en procesos de acumulación de pantanos y lagos de poco fondo en climas templados y aún en laderas empinadas en regiones húmedas. El carbón es el resultado de la compresión y una descomposición más completa del material de plantas en antiguas turberas que fueron sepultadas por sedimentos posteriores.

Evaporitas o depósitos de sal.

Las evaporitas varían mucho en su composición y textura. En la actualidad están siendo formadas por evaporación de aguas saturadas de minerales disueltos.

1). Halita. Cuando el agua del mar se evapora completamente, se precipitan varias sales, siendo la sal gema (NaCl) la más abundante.

2). Yeso. En la naturaleza es mucho más abundante que la sal gema el sulfato de calcio, que se presenta tanto en la forma hidratada, yeso ($CaSO_4$-$2H_2O$), como en la forma de mineral anhidro, que se llama anhidrita ($CaSO_4$).

3). Caliche. El caliche es un depósito por evaporación de aguas incrustantes que se presenta en forma de costras superficiales o de capas intercaladas con suelos, principalmente en zonas semiáridas. Su composición es $CaCO_3$ mezclado con los componentes del suelo y tiene utilidad en algunos casos en que se puede emplear como cementante.

1.15.3 ROCAS METAMÓRFICAS.

Cuarcita.

Roca muy dura, granoblástica, de textura sacaroide, constituida predominantemente por granos de cuarzo entrelazados. La cuarcita difiere de la mayoría de las areniscas en que se rompe a través de los granos y no alrededor de ellos. El color varía del blanco hasta el negro, pasando por crema, rosado, rojo y gris, pero la mayoría de las cuarcitas son de color claro.

La cuarcita se forma por el metamorfismo de la arenisca de cuarzo. Es una roca metamórfica ampliamente esparcida.

La arenisca con cemento de sílice (“cuarcita” sedimentaria) es dificil de distinguir de la cuarcita metamórfica, puesto que las dos se rompen a través de los granos. Mediante el uso del microscopio petrográfico la distinción no es muy difícil, pues por lo común el cemento es fácil de distinguir de los granos de arena originales. La cuarcita metamórfica también puede distinguirse de la arenisca cementada con sílice, por medio de las rocas asociadas con ella en el campo, pues la verdadera cuarcita está asociada con otras rocas metamórficas y la arenisca con otras rocas sedimentarias.

Mármol.

Roca granoblástica de grano fino o grueso, compuesta principalmente de calcita o de dolomita, o de ambas. Varios mármoles presentan una alteración bandeada de porciones claras y obscuras; otros presentan estructuras de becha atravesada por ventillas de calcita.

El mármol es formado por el metamorfismo de la caliza y la dolomita; si proviene de la dolomita, comúnmente contiene silicatos magnesíferos, tales como proxena, serpentina y anfíbola.

Pizarra y filita.

Rocas con grano muy fino, excepcionalmente bien foliadas. A causa de su excelente foliación se dividen en hojas delgadas. Los granos minerales son tan pequeños que sólo se identifican con el uso del microscopio o de rayos X. La pizarra es opaca en las superficies de crucero, la filita es brillante y grano grueso y contiene algunos granos minerales de suficiente tamaño para ser identificadas a simple vista. La pizarra y en menor extensión la filita, por lo común presentan restos de rasgos sedimentarios, tales como la estratificación, así como de gravas y fósiles.

Abundan las pizarras y las filitas, la mayoría fueron formadas por el metamorfismo de lutitas; pero otras se han derivado de las tobas o de rocas de grano fino.

Cloritoesquisto.

Roca verde de grano muy fino, esquistosa o apizarrada, generalmente es una roca suave de tacto graso y fácil de pulverizar compuesta de clorita, plagioclasa y epirota; pero todas excepto la clorita pueden estar presente en granos demasiado pequeños para ser identificados, pueden tener restos de las estructuras volcánicas originales, tales como fenocristales y escoria.

Los esquistos de clorita son comunes. A menudo se le llama esquistos verdes si su folicación es muy débil, piedra verde, debido al color de la clorita. La mayoría se ha formado por el metamorfismo del basalto o de la andesita y de sus correspondientes tobas; pero algunas se han derivado de la lutita dolomítica, de grabo y de algunas rocas ferromagnesianas.

Micaesquisto.

Roca esquistosa constituida principalmente por moscovita, cuarzo y biotita en proporciones variables, puede predominar cualquiera de estos minerales, las variedades más comunes son ricas en moscovita.

El esquito de mica es una de las rocas metamórficas más abundantes, como la pizarra la mayoría de ellas se haga formado de lutitas y tobas aunque algunas de derivan de la arkosa, de la arenisca arcillosa, de la reolita o de otras rocas. El esquisto representa un metamorfismo más intenso que el de la pizarra.

Esquisto de anfíbola.

Roca esquistosa constituida principalmente por anfíbola y plagioclasa, con cantidades variables de granate, cuarzo o biotita. Es un derivado metamórfico común del basalto, del grabo, del esquisto de clorita y de rocas relacionadas con estas.

Las pizarras y los esquisto de sericita, con graduación imperceptible de unas a otras se encuentran en los Estados de Hidalgo, Puebla y Veracruz, en la barrancas profundas (barrancas de Guayacocotla y Vinazco), en camino de Vizarrón-Jalpan, Estado de Querétaro, donde por razones paleontológicas en el primer caso y estratrigráficas en el último se les ha atribuido una edad jurásica.

El los Edos. de México y Michoacán (Tlapujahua, Jungapeo la mayor parte donde se desarrolla el sistema hidroeléctrico Miguel Alemán, Ixtapa de la sal, etc.) se han encontrado grandes manifestaciones de pizarras sericitica con apariencia de esquistos en muchos lugares. A estas formaciones se les ha atribuido una edad triásica.

Gneis.

Roca gneisica de grano grueso con lentes o capas distintas de diferentes minerales, es de composición mineral variable; pero el feldespato es especialmente abundante. Otros minerales comunes son el cuarzo, la anfíbola, el granate y la mica. Se encuentran entre las rocas más abundantes, pueden derivarse de varias rocas diferentes: granito, grano diorita, lutita, riolita, diorita, pizarra y esquisto entre otras. Los gneises abundan en las zonas de la República donde se presentan grandes masas de granito, cuando aquellas rocas se han derivado de éstas (Zonas en los Estados de Guerrero y Michoacán). También se les ha encontrado, sin relación aparente, con los granitos en el Cañón de Tomellín y en la Sierra de Ixtlán de Oaxaca, en algunos lugares muy restringidos de esas zonas se han encontrado también esquistos micáseos.

1.16 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 deleznables, 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 deleznables. 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 deleznables 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 mezclasen 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 estás 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.	• Arcillas muy plásticas (Ip > 15%), bien compactadas. • Arcillas muy plásticas (Ip > 15%), deficientemente compactadas.
Resistencia media a la tubificación.	• Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media (Ip > 6%), bien

	compactadas. • Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media (Ip > 6%), deficientemente compactadas. • Mezclas no plásticas, bien graduadas y bien compactadas, de grava, arena y limo con Ip < 6%.
Baja resistencia a la tubificación	• Mezclas no plásticas, bien graduadas y deficientemente compactadas, de grava, arena y limo con Ip < 6%. • Arenas limpias, finas, uniformes (Ip < 6%), bien compactadas. • Arenas limpias, finas, uniformes (Ip < 6%) deficientemente compactadas.

La tubificación de los terreno s de cim entación es más fre cuente cuando en estos h ay estratificación errática, con mantos permeables, susceptibles de acelerar el fenómeno.

Los filtros graduados constituyen el mejor medi o de evitar el fenómeno de la tubifica ción en el terren o de cimentación, aunque por razones de costo su uso debe de estar li mitado en l a tecnología de la 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 po ne en juego al producirse este fenómeno. En suelos tales como arenas saturadas relativamente sueltas, es posible que una solicitación 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 ent re los granos de l a arena, disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o m uy 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 licua ción son las a renas sueltas (pues en estas la defo rmación 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.

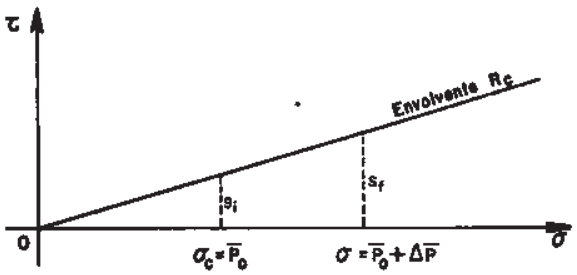
El único medio que parece seguro para impedir la li cuación consiste en compactar los terrenos susceptibles, utilizando p ara ello cual quiera de los procedimie ntos usuales en la actuali dad. En terre nos de cimentación constituidos por limos plásticos y a rcillas, deben distinguirse dos casos diferentes: cuando su compresibilidad sea relativamente baja (suelos CL, ML y OL) y cuando sean f rancamente compresibles (suelos CH, MH, OH y P_t).

En suelos de compresibilidad relativamente baja no se pl antean problemas especiales a l a superestructura de la o bra vial; los peq ueños asentamientos que pueden llegar a p roducirse son absorbidos fácilmente por la flexibili dad propia de dicha superestructura y l a capacidad de carga del terreno suele ser suficiente para soportar a los terraplenes que hayan de ser construidos.

Los materiales OL, debido al conteni do de mat eria orgánica, pudieran no ser ap ropiados, 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 l ejos 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 apa rición de grietas en el m aterial natural, paralelas al bordo y a un a distancia que es función de la altura y el ancho del te rraplén; estas grietas suelen i r acompañadas de un p erceptible 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 a doptar un procedimiento de con strucción 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 completarl a 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_o), la resistencia final bajo carga rápida, s_f, será la correspondiente a la nueva presión de consolidación, p_o+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.

1.17 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 especifico 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 lo 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 que 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 Nº 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 substituido 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 substitución 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 substitución de materiales es se hace prohibitivo. En resumen, la substitución de materiales debe verse como una alternativa más a disposición del ingeniero, que podrá sopesarse para ser empleada sólo cuando resulte ser la màs 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 enramado 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 aparto tenderán a hacer crecer dichos asentamientos totales; naturalmente, la bondad de estas medidas estará supeditada al balance de esto s 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 ta nto, 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 ar istas 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 refleje n en el propi o pavimento. Este es un ca so ilustrativo de aquellos en que el mejoramiento del terreno consiste en la substitución 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 cimentaciòn 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 mej ora la pa rte superior del terreno de cimentaciòn con un proceso de compactación posterior al desmonte, deshierbe y desenraizado; el tratamiento es frecuente sobre t odo 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 int roducidas 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 solu ción, pues como se ha dicho, el ag rietamiento puede estar asociado a fe nómenos de gran escala y corre cción dificilísima y muy costosa; pero en los ca sos sencillos, una vez elimi nada la causa del agrietamiento p uede 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 relle narse de a gua 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.

1.18 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 aquélla aumenta, y la compresibilidad, que crece cuando el suelo fino adquiere agua. En suelos arenosos, especialmente en los cementados con substancias solubles, la invasión de agua puede producir cambios drásticos en la estructuración y, por lo tanto, en la resistencia; tambièn 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.

1.19 TERRENO DE CIMENTACIÓN CONSTITUIDO POR ARENAS LIMPIAS.

El caso de interés especial que será tratado en esta sección, corresponde al cruce de una vía terrestre por una zona de médanos. Si bien esta localización no es muy frecuente y probablemente deba evitarse en cuanto sea posible, existen casos de localización forzada que una vez ocurridos han sido fuente de problemas muy costosos y de difícil solución. Hay también algunas reglas de aplicación casi forzosa y algunos métodos de corrección de problemas que pueden rendir buenos resultados; a todo ello se enfoca someramente la atención de este párrafo.

En términos generales el movimiento de los médanos, que es la principal fuente de problemas para la vía terrestre, varia inversamente con su tamaño, de manera que un gran m édano, de por ejemplo 100 m de altura puede avanzar tan poco como un par de centímetros por año, en tanto que médanos de 2 ó 3 m de altura pueden recorrer decenas de centímetros por ahora, durante una tormenta violenta. Un médano de 10 m de altura fácilmente puede desplazarse un metro por año. Lo anterior debe orientar al criterio del ingeniero en cuanto a la magnitud del problema que enfrenta.

Un médano representa hasta cierto punto una acumulación de arena a volteo, de manera que es d e esperar que el talud del frente de avance se encuentre en inclinación muy próxima al ángulo de equilibrio límite; en su parte posterior, el médano tiene un talud mucho màs tendido, consecuencia de su génesis y modo de avance bajo la acción de los vientos domina ntes. Cualquier corte practicado en el frente de avance tendrá siempre mayor inclinación que el ángulo de equilibrio límite de a rena, por lo que no será estable y producirá invasión de material sobre la cama del corte, independientemente de que este fenómeno pueda retrasarse con respecto al momento de la construcción, si la arena tuviera cohesión aparente por efecto de la tensión capilar. Desde luego es cierto que la estabilidad general del médano no se verá afectada básicamente por el corte, por lo que, en general, los vol úmenes caídos no serán i mportantes, pero lo continuo del fenómeno y los peligro s que implica para el tránsito hacen desaconsejable el efectuar cualquier clase de corte en médanos.

De esta manera el trazo de la vía terrestre deberá des arrollarse siempre en terraplén o por lo menos, al nivel de las dunas de m ayor elevación. La regla anterior puede llegar a costo s prohibitivos y en algunas ocasiones el ingeniero deberá conformarse con que su trazo ocurra a nivel de los médanos más móviles, pero cuidando de no cortar los de altura superior. No debe pensarse que al evitar los cortes y realizar un trazo en terraplén se resuelven to dos los problemas que acarrean el cruce de u na zona de mé danos. El terraplé n representa siempre una barrera a los vientos y al movimiento general de la arena.

Ha sido práctica común defender las carreteras a través d e zonas de médanos con vegetación apropiada plantada en dirección de donde avanza la arena. Las plantaciones pueden hacerse en forma masiva o en líneas sensi blemente paralelas a la vía t errestre; su efecto puede complementarse con bordos, empalizadas y grupos de árboles y arbustos.

1.20 TERRENO DE CIMENTACIÓN CONSTITUIDO POR ARCILLAS MUY BLANDAS Y TURBAS.

En general, todos los depósitos de suelos blandos y turbas su sceptibles de causar serios problemas tienen tres condiciones en común:

Son zonas planas, tienen mal drenaje superficial y están formados por suelos muy finos u orgánicos.

El primer requisito para superar este tipo de problemas es, naturalmente, el detectarlos y ello de be suceder en la etapa de proyecto, antes de que se produzcan costosos daños a la vía terrestre y en momentos en que el ingeniero conserva toda su libertad de acción, incluyendo la capacidad de estudiar un cambio de trazo que lo aleje de la zona que se revele como crítica. Para esto es de singular ayuda la fotointerpretación de fotografías aéreas. Pero una vez que se decida arrostrar los peligros y altos costos que significa cruzar una zona de suelos blandos u orgánicos, el ingeniero debe comprender que casi todos los métodos de proyecto y construcción de que dispondrá requieren de un buen conocimiento de las características de compresibilidad y resistencia de los suelos sobre los que se construirá la vía, así como de los que se utilizarán en la formación de la misma. Así este e s un caso que debe verse como especial en lo que se refiere a exploración de suelos y pruebas de laboratorio, en el que se justifica rá el uso de los métodos más delicados para obtener muestras inalteradas y el d esarrollo de programas completos de pruebas de laboratorio, que incluyan pruebas de consolidación y triaxiales.

La exploración deberá hacerse separando muy claramente las dos etapas tradicionales; primeramente se realiza un muestreo preliminar, con procedimientos sencillos y económicos que proporcionan muestras alteradas para clasificación de suelos y después, se hace la investigación definitiva, con métodos delicados y mucho más costosos, capaces de proporcionar muestras inalteradas. La orientación que se obtenga en la primera etapa, que debe llevarse hasta que se pueden formular perfiles de suelos razonablemente confiables, será fundamental para planear la segunda con un costo de tiempo y dinero óptimos.

La información que se recabe sobre el terreno de cimentación deberá arrojar luz suficiente para estudiar los siguientes problemas principales:

1. Estabilidad del terraplén.
2. Asentamiento del terraplén.

En general, será deseable que todo el asentamiento significativo ocurra durante la construcción de la obra, pero esto no suele lograrse sin usar acelerantes del proceso de consolidación, tales como drenes de arena o sobrecargas (en rigor el tiempo de asentamiento no depende de la carga, pero la magnitud del asentamiento producido sí crece con ella, de manera que una sobrecarga producirá en menos tiempo el asentamiento final a que llegaría el terraplén no sobrecargado); si estos métodos son antieconómicos en su caso dado, deberá pensarse en obras de pavimentación provisional, sobreelevaciones, etc., pues el terraplén se hundirá en la etapa de operación de la obra.

La magnitud y la naturaleza del problema que se pueda tener en cada caso quedan fuertemente influidas por algunas características que conviene mencionar a continuación.

Las dimensiones del terraplén.

Su altura y ancho influyen mucho en la solución que haya qua adoptarse. Un terraplén alto y estrecho se hunde por desplazamiento mucho más que otro bajo y ancho, por lo cual en los primeros puede ser mucho más efectivo un procedimiento de construcción a base de desplazar el material de cimentación.

Características de la cimentación.

Influye sobre todo el perfil de resistencia del suelo blando y su espesor.

Materiales de construcción.

Los criterios del ingeniero se ven muy influidos por la disponibilidad y el costo de los materiales con que hará su terraplén. Por ejemplo, si no hay material granular a distancia prudente no podrá pensarse en colocación bajo agua a volteo. La utilización de materiales ligeros como tezontles o cenizas volcánicas solo será posible cuando las distancias de acarreo sean adecuadas pero, por otro lado de posibilidad de tales materiales abre oportunidades de utilizar muchas soluciones que de otra manera estaría vedadas.

El programa de construcción.

Los requerimientos de programa influyen mucho en los métodos de proyecto que puedan intentarse. En este sentido, es importante el momento en haya de construirse el pavimento definitivo, como también lo es el que haya o no disponibilidad de tiempo para construcción por etapas, uso de sobrecarga, etc.

Localización.

Las condiciones topográficas del lugar, sean naturales o creadas por el hombre como consecuencia de otras obras, también influyen mucho en los métodos que puedan seleccionarse para resolver un problema dado. Por ejemplo, la existencia de población impone severas restricciones al uso de explosivos, o el disponer de un derecho de vía estrecho, al uso de bermas o a la formación de ondas de lodo.

En la tabla 8 se resume brevemente el conjunto de métodos para cimentar terraplenes en terrenos muy blandos.

Tabla 8. Métodos para cimentar terraplenes en terrenos muy blandos

I. Remoción por:

a). Excavación.
1. Completa.
2. Parcial.

b). Desplazamiento.
1. Por el peso del terraplén, con o sin sobrecargas.
2. Con explosivos.

II. Tratamiento del terreno:

a). Fundamentalmente por requerimientos de estabilidad.
1. Construcción anticipada o por etapas.
2. Uso de materiales ligeros.
3. Bermas estabilizadoras.
4. Drenaje interceptor.

b). Fundamentalmente por requerimientos de asentamiento.
1. Construcción por etapas.
2. Sobrecargas.
3. Compactación con equipos pesados.

c). Por requerimientos de estabilidad y asentamiento.
1. Construcción por etapas o con sobre cargas.
2. Drenes verticales de arena.
3. Combinación de cualquiera de los métodos anteriores.

Antes de proceder a una somera descripción de los métodos arriba mencionados, conviene reseñar brevemente las propiedades principales de suelos de cimentación muy blandos, así como de los métodos más confiables para obtener tal información.

Desde el punto de vista ahora enfocado, las propiedades más importantes de las turbas y de los suelos muy blandos son el peso específico, contenido de agua, la permeabilidad, la resistencia al esfuerzo cortante y la compresibilidad. Por su alto contenido de agua y por la dificultad en la obtención y labrado de los especimenes, en estos suelos deberán cuidarse especialmente todas las manipulaciones de muestreo y prueba, a fin de obtener resultados estadísticamente concordantes.

El contenido de agua de las turbas y arcillas muy compresibles puede variar de 400% a 1500%; se a reportado algún valor arriba del 2000%. Es común que el metro más superficial del terreno presente contenidos de agua mucho más bajos, aun en las zonas con mayor predominio de turbas. La relación de vacíos puede estimarse a partir del contenido de agua y el peso específico relativo también puede estimarse, presentando valores tan bajos como 1.5 ó 1.6 para turbas muy puras. Puede tener interés conocer el contenido de aire y gases en las turbas, para lo cual no existe prueba estándar de valor reconocido, por lo que se recurre a estimarlo en pruebas de consolidación. Valores de hasta un 10% no son raros en las turbas.

Las turbas reducen fuertemente su permeabilidad al aumentar la carga que actúa sobre ellas; en formaciones vírgenes, el coeficiente de permeabilidad suele estar entre 10^{-2} y 10^{-4} cm/seg, pero puede reducirse a 10^{-9} cm/seg en turbas consolidadas bajo un terraplén de uno o dos metros de altura. En la figura 14 se muestra una correlación entre valores de la relación de vacíos y la permeabilidad de las turbas de la Columbia Británica de las que se trata en la referencia.

Fig. 14 Relación de vacíos vs. Permeabilidad en turbas.

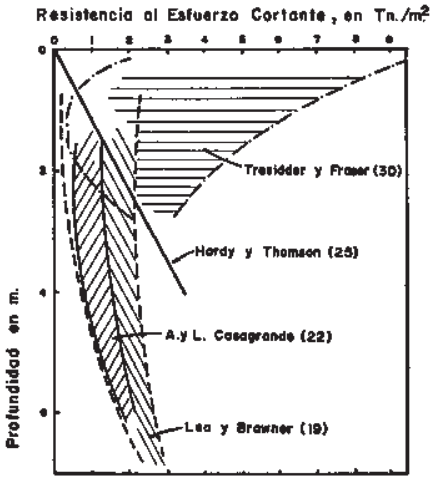
La resistencia al esfuerzo cortante puede determinarse con pruebas de compresión simple o pruebas triaxiales, si bien puede haber dificultades crecientes para el labrado de los especimenes cuanto más orgánico sea el suelo, por lo que se recurre frecuentemente a determinar la resistencia con pruebas de veleta y a estimarla aplicando el cálculo en secciones en que haya ocurrido o se induzca una falla.

En la tabla 9, se presenta una comparación entre la resistencia al esfuerzo cortante obtenida para diversas turbas y su contenido de agua. La mayor parte de las resistencias de la tabla corresponden a medidas con veleta en el lugar. La tabla proporciona también una interesante lista de trabajos sobre el tema, según recopilación de Leo Casagrande.

Tabla 9. Resistencia al Esfuerzo Cortante en Turbas

Referencia	Localización de la turba	Resistencia al esfuerzo cortante (T / m^2)	Contenido natural de agua (%)
Andersen y Hempstock	Canadá (Alberta)	0.50-1.25	700-1400
Casagrande, A. y L.	E. E. U. U.	0.50-1.85	230-750
		0.35-2.90	400-800
		1.35	400-550
		0.35-0.95	250-380
		5.00	110
Dûcker	Alemania (Holstein)	0.10-5.00	400-800
Fraser	Irlanda del Norte	1.40-2.80	680-1450
Hardy y Thomson	Canadá (N. O.)	0.50-3.00	470-760
Lea y Brawner	Canadá (Alberta)	0.55-1.50	No hay dato
Margason y Fraser	Irlanda del Norte	1.70	790
Moos y Schneller	Suiza	0.50-1.50	220-1460
Ripley y Leonoff	Canadá	1.00-2.25	100-2100
Smith	Inglaterra	0.35-1.80	No hay dato
Tresidder y Fraser	Escocia	0.35-9.35	400-1600
Ward	Inglaterra, Gales	0.65	800-1000

Fig. 15 **Resistencia al esfuerzo cortante vs. Profundidad, en turbas (Mediciones con veleta en el lugar)**



En la figura siguiente se presentan resultados medios obtenidos por distintos investigadores en varios lugares, que correlacionan la resistencia al esfuerzo cortante con la profundidad; en ella puede observarse el importante efecto de secado propio de los suelos turbosos. La mayoría de los resultados de las pruebas de veleta se concentran en la parte media de la figura (parte sombreada) y muestran una preconsolidación substancial por secado aun a las mayores profundidades.

A causa de la permeabilidad relativamente alta de las turbas, la consolidación primaria se produce en ellas muy rápidamente. La consolidación secundaria ocurre sobre todo cuando la primaria terminó y generalmente sigue una ley lineal (recta) cuando se dibuja el asentamiento contra el tiempo (este último en escala logarítmica); la consolidación secundaria puede ser mucho más importante que la primaria y durar muchos años, viéndose afectada por la descomposición de la materia orgánica durante la vida de la obra. La predicción del asentamiento en las turbas por los métodos normales de la Mecánica de Suelos es incierta, como consecuencia de lo anterior y aun lo es más de la evolución de los asentamientos con el tiempo. La teoría de Terzaghi probablemente no sea aplicable a las turbas; las causas más importantes de ello son el drenaje horizontal que ocurre en estos suelos, la anisotropía que presentan en lo relativo a la permeabilidad y el escaso sentido que puede tener determinar en turbas el 100% de consolidación primaria.

Si el suelo blando es inorgánico, es de esperar que si la homogeneidad de las arcillas es razonable, pueda aplicarse la teoría de Terzaghi para el cálculo del asentamiento y aún para el de su evolución con el tiempo, si bien esta última se determinará con mucha menor precisión.

Por las razones anteriores, sobre todo en turbas, los resultados de cualquier cálculo de asentamiento o evolución de éstos no serán confiables en grado suficiente para servir de base a un proyecto importante; este es un caso en que puede rendir magníficos frutos de la instrumentación de terraplenes de prueba, hechos preferentemente a escala natural.

1.21 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	• Confinamiento (suelos friccionantes) • Consolidación previa (suelos finos arcillosos) • Mezclas (suelo con suelo) • Vibroflotación.
	Químicos (estabilizaciones)	• Con sal • Con cemento • Con asfalto • Con cal • Con otras substancias
	Mecánicos	• 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.

1.22 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 o 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:

$$Ee = Nn\ Wh/V$$

donde:

Ee = 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, de l 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 aumente 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 en 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.

1.23 LA CURVA DE COMPACTACIÓN

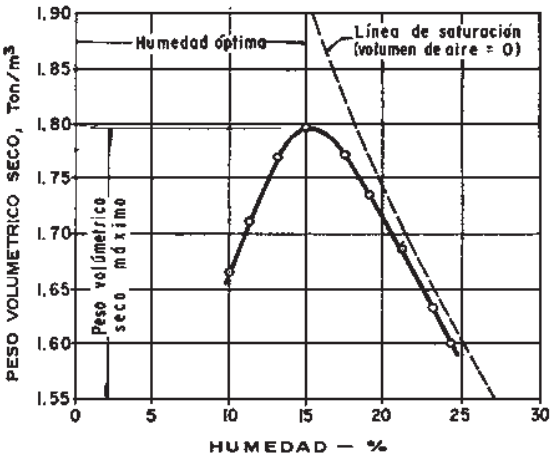
Proctor visualizó la correlación entre los resultados de un proceso de compactación y el aumento del peso volumétrico seco del material compactado, juzgó los resultados de un proceso de compactación con base en la variación de peso volumétrico seco que se logre; también comprendió el fundamental papel 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 (γd – 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

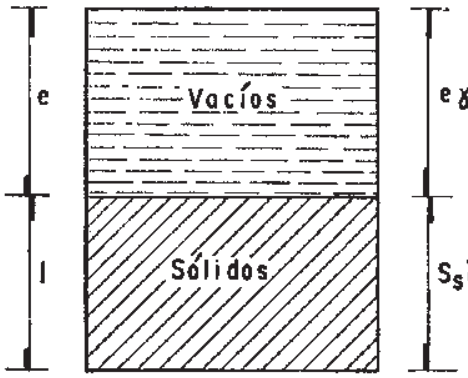
Fig. 16 Curva de compactación típica.



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.

La Fig. puede construirse, ya sea en el laboratorio o en el campo, a partir de parejas de valores γm – w, los cuales se pueden obtener, como ya se dijo, si se aplica el procedimiento de compactación de que se trate a diversos especimenes 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:

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

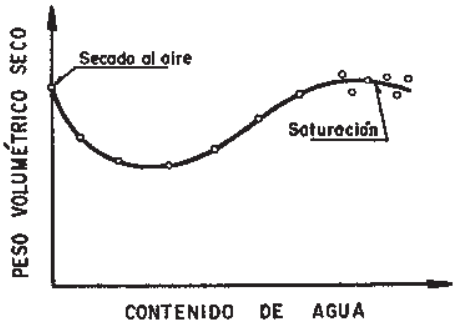
Según fórmula (1-9):

$$e = w\, S_s \quad \text{(Suelo saturado)}$$

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

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

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



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).

1.24 PROCESOS DE COMPACTACIÓN DE CAMPO

La energía que se requiere para compactar los suelos en el campo se puede aplicar mediante cualquiera de la 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

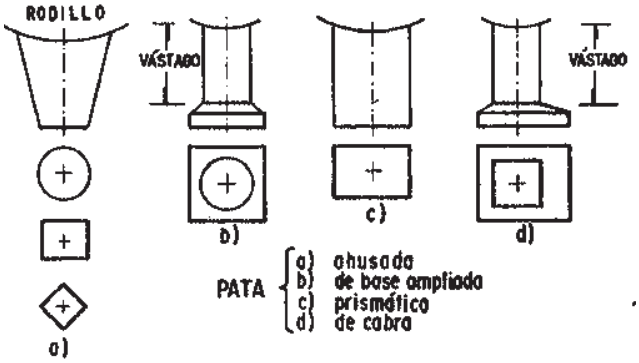


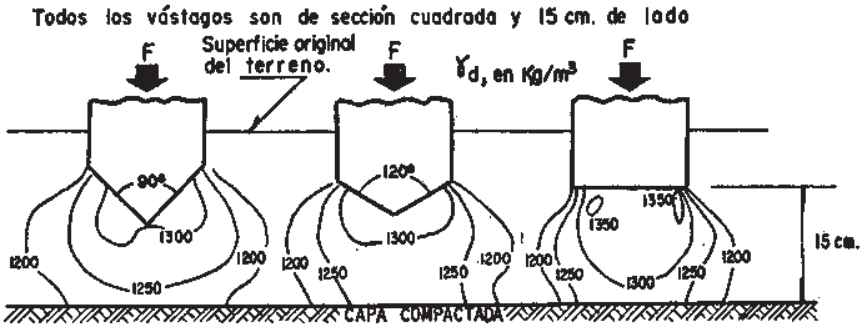
Fig. 19 Tipos usuales de patas de rodillo pata de cabra.

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"

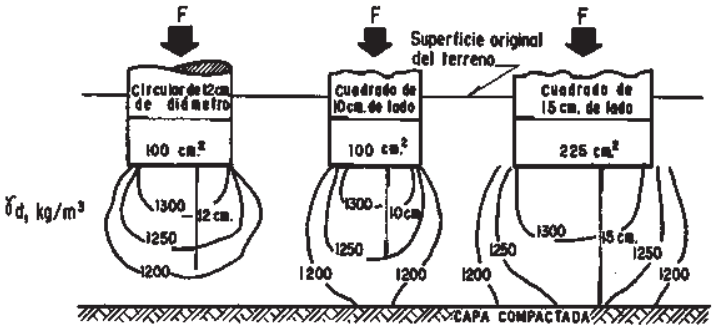
En todos los casos que se muestran, el vástago aplicó la misma presión y con la misma ley a lo largo del tiempo. La mayor eficiencia del vástago plano, así como la del que está ligeramente biselado se revelan en la forma más regular de la zona más compactada y el mayor volumen representado por tal zona.



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 30cm 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:

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

En la que:

E = rendimiento del compactador, en m^3 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 autropulsados 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 llantas 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 pisones, 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 pisones 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 pisones 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 pisones 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 pisones con pesos desde 30 hasta 1,000 kg. Pisones 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 m^3/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 él 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/cm^2 en gravas y arenas, y de 4 a 7 kg/cm^2 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 subsecuentes, 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.

1.25 EDAFOLOGÍA.

La palabra edafología proviene de las raíces edafos, suelo y logos, estudio, por lo tanto, es el estudio de los suelos. Podemos definir suelo como la capa más superficial de la corteza terrestre, en la cual encuentra soporte la cubierta vegetal natural y gran parte de las actividades humanas. Es necesario conocer las características de los suelos para el buen manejo agrícola, pecuario, forestal, artesanal o de ingeniería civil. El suelo es el resultado de la interacción de varios factores del ambiente y fundamentalmente de los siguientes: clima, material parental o tipo de roca a partir de la cual se originan los suelos, vegetación y uso del suelo, relieve y tiempo. El suelo está formado por horizontes y/o capas, las cuales se pueden apreciar en los cortes de las carreteras, pozos y zanjas.

Las capas de suelos para efecto de identificación se designan con letras mayúsculas, las cuales nos indican diferentes propiedades y características.

Hay que tener presente que el suelo es un elemento dinámico, abierto al medio que lo rodea y que está en constante evolución, de aquí la dificultad de categorizarlo en casilleros determinados, que es lo que pretende hacer un sistema de clasificación. La clasificación usada por la DGG (Dirección General de Geografía), es una clasificación mundial natural, que reúne las características morfológicas, físicas, químicas y biológicas de un suelo determinado y las clasifica de acuerdo con el grado de desarrollo del mismo. Al variar los factores

formadores-clima, vegetación, tipo de roca, etc., se obtienen suelos con distribución y características muy diversas.

Fig. 1. Perfil y horizontes de suelo.

Lo primero que se tiene que hacer es identificar los horizontes o capas de suelo analizando sus características, pues ello determina la colocación dentro de la clasificación, como se muestra en la Fig.:

Perfil y horizontes de suelo.

H: Horizonte superficial orgánico, donde se acumulan los materiales orgánicos que caen en el suelo, los cuales pueden ser frescos o descompuestos.

A: Horizonte superficial, donde la materia orgánica descompuesta está asociada con la parte mineral y que generalmente es de color oscuro o pálido.

B: Horizonte subsuperficial mineral, donde pueden existir aún vestigios de la roca madre que dio origen al suelo. Además, se distingue por la remoción o acumulación de materia orgánica y mineral, que le dan colores más intensos que los horizontes inferiores o superiores.

C: Capa profunda que muestra marcadamente las características de la roca madre del que se deriva. Aún no manifiesta evidencias notables de desarrollo edáfico.

R: Capa más profunda, continua, coherente y muy dura de roca, que está por debajo del suelo y que ha dado origen a éste en muchos casos; en otros, la roca fue sepultada por otro material que dio origen al suelo actual.

Cada unidad de suelos tiene diferentes propiedades y usos. Cada una de las capas (horizontes) pueden presentar diferencias específicas, que se reportan como subhorizontes. Los suelos no presentan la totalidad de los horizontes (H, A, E, B, C, y R), en algunos solo aparecen los horizontes A y C, en algunos únicamente el C y en otros los horizontes A y R.

El grado en que cada una de las características resultantes de la acción de los factores formadores del suelo se manifiesta en los horizontes y/o capas, es precisamente lo que sirve de base para la clasificación de los suelos. Su análisis, tanto de los aspectos morfológicos, físicos, químicos y biológicos, nos permite conocer aspectos como drenaje, manejo agrícola, penetración de raíces, nutrientes y cantidad de arena o arcilla. Todas van íntimamente ligadas al uso y manejo del recurso suelo.

EJEMPLO 1

LUGAR: Santiaguito.
TIPO DE SUELO: Feozem Háplico + Vertisol Pélico
SIMBOLOGÍA: Hb + Vp.
TEXTURA: Media.
FASE FÍSICA: Dúrica.

FEOZEM (H).

Del griego phaeo: pardo; y del ruso zemljá: tierra. Literalmente, tierra parda. Suelos que se pueden presentar en cualquier tipo de relieve y clima, excepto en regiones tropicales lluviosas o zonas muy desérticas. Es cuarto tipo de suelo más abundante en el país. Se caracteriza por tener una capa superficial oscura, suave, rica en materia orgánica y en nutrientes. Los feozems son de profundidad muy variable. Cuando son profundos se encuentran generalmente en terrenos planos y cuando son menos profundos se sitúan en laderas o pendientes, presentan como principal limitante la roca o alguna cementación muy fuerte en el suelo, tienen rendimientos más bajos y se erosionan con más facilidad.

HÁPLICO:

Del griego haplos: simple. Suelos que no presentan características de otras subunidades existentes en ciertos tipos de suelo. Unidades de suelo: Castañozem, Chernozem, Feozem, Xerosol y Yermosol.

Fig 28. Feozem háplico (Hh). Teúl de González Ortega, Zacatecas.

VERTISOL (V).

Del latín verteré, voltear. Literalmente, suelo que se revuelve o se voltea. Suelos de climas templados y cálidos, especialmente de zonas con una marcada estación seca y otra lluvi osa. La vegetación natural va de selvas bajas a pastizales y matorrales. Se caracterizan por su estructura masiva y su alto contenido de arcilla, la cual es expandible en húmedo formando superficies de deslizamiento llamada facetas, como se muestra en la figura, que por ser colapsables en seco pueden formar grietas en la superficie o a determinada profundidad. Su color más común es el negro o gris oscuro en la zona centro a oriente de México y de color café rojizo hacia el norte del país. Tienen baja susceptibilidad a la erosión y alto riesgo de salinización.

PÉLICO:

Del griego pellos: grisáceo. Subunidad exclusiva de los Vertisoles. Indican un color negro u oscuro.

Fig. 53. Agregado que muestra la estructura masiva en un Vertisol.

Fig 54. Vista de una faceta en Vertisol. Tarimoro, Guanajuato.

Fig 55. Vertisol pélico (Vp). Tlaltenango de Sánchez Román, Zac.

EJEMPLO 2

LUGAR: Noriega.
TIPO DE SUELO: Luvisol Crómico + Litosol + Feozem Háplico.
SIMBOLOGÍA: Lc + I + Hh.
TEXTURA: Fina.
FASE FÍSICA: Lítica.

LUVISOL (L).

Del latín luvi, luo: lavar. Literalmente, suelo con acumulación de arcilla. Son suelos que se encuentran en zonas templadas o tropicales lluviosas, aunque en algunas estaciones también pueden encontrarse en climas más secos. La vegetación es generalmente de bosque o selva y se caracterizan por tener un enriquecimiento de arcilla en el subsuelo. Son frecuentemente rojos o amarillentos, aunque también presentan tonos pardos que no llegan hacer oscuros como se muestran en las figuras.
Debe tenerse en cuenta que son suelos con alta susceptibilidad a la erosión. En México 4 de cada 100 Ha. está ocupada por luvisoles.

Fig 37. Luvisol crómico (Lc). Sierra de Santa Marta, Guanajuato.

CRÓMICO:

Del griego kromos: color. Suelos de color pardo o rojizo, en algunas ocaciones amarillento. Son de fertilidad moderada y con alta capacidad para proporcionar nutrientes a las plantas. Unidades de suelo: Cambisol, Luvisol y Vertisol.

LITOSOL (I):

Del griego lithos: piedra. Literalmente suelo piedra. Son los suelos más abundantes del país pues ocupan 22 de cada 100 hectáreas de suelo. Se encuentran en todos los climas y con muy diversos tipos de vegetación, en todas las sierras de México, barrancas, lomeríos y en algunos terrenos planos. Se caracterizan por su profundidad menor de 10cm., limitada por la presencia de roca, tepetate o caliche endurecido. Su fertilidad natural y la susceptibilidad a la erosión es muy variable dependiendo de otros factores ambientales. El uso de estos suelos dependen principalmente de la vegetación que los cubre. No tiene subunidades.

Fig 34. Litosol (I). Baca, Yucatán.

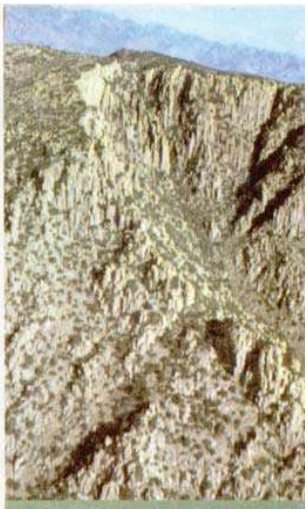


Fig 35. Paisaje de Litosoles. Baja C. Norte.

FEOZEM (H).

Del griego phaeo: pardo; y del ruso zemljá: tierra. Literalmente, tierra parda. Suelos que se pueden presentar en cualquier tipo de relieve y clima, excepto en regiones tropicales lluviosas o zonas muy desérticas. Es cuarto tipo de suelo más abundante en el país. Se caracteriza por tener una capa superficial oscura, suave, rica en materia orgánica y en nutrientes. Los feozems son de profundidad muy variable. Cuando son profundos se encuentran generalmente en terrenos planos y cuando son menos profundos se sitúan en laderas o pendientes, presentan como principal limitante la roca o alguna cementación muy fuerte en el suelo, tienen rendimientos más bajos y se erosionan con más facilidad.

HÁPLICO:

Del griego haplos: simple. Suelos que no presentan características de otras subunidades existentes en ciertos tipos de suelo. Unidades de suelo: Castañozem, Chernozem, Feozem, Xerosol y Yermosol.

EJEMPLO 3

LUGAR: Las Mesas.

TIPO DE SUELO: Acrisol Órtico + Andasol Ocrico + Luvisol Crómico.

SIMBOLOGÍA: Ao + To + Lc

TEXTURA: Fina.

FASE FÍSICA: Lítica Profunda.

ACRISOL (A):

Del latín acris: agrio, ácido; y solum: suelo. Literalmente, suelo ácido. Son suelos que se encuentran en zonas tropicales o templadas muy lluviosas como las sierras horientales de Oaxaca, sierra lacandona y Altos de Chiapas. En condiciones naturales tienen vegetación de selva o bosque. Se caracterizan por tener acumulación de arcilla en el subsuelo, por sus colores rojos, amarillos o amarillos claros con manchas rojas, muy ácidos y pobres en nutrientes. Son moderadamente susceptibles a la erosión.

Fig 16. Acrisol órtico (Ao). Emiliano Zapata, Tabasco.

ÓRTICO:

Del griego orthos: recto derecho. Suelos que no presentan características de otras subunidades existentes en ciertos tipos de suelos. Unidades de suelo: Acrisol, Luvisol, Solonchak y Solonetz.

ANDOSOL (T):

De las palabras japonesas an: oscuro; y do: tierra. Literalmente, tierra negra. Suelos de origen volcánico, constituidos principalmente de ceniza, la cual contiene alto contenido de alófano, que le confiere ligereza y untuosidad al suelo. Se extienden territorialmente en las regiones de Mil Cumbres y la Neovolcánica Tarasca, en el Estado de Michoacán, en las Sierra Neovolcánicas Nayaritas, Sierra de los Tuxtlas en Veracruz y en la región de lagos y volcanes de Anahuac, en el centro del país. Son generalmente de colores oscuros y tienen alta capacidad de retención de humedad. Son muy susceptibles a la erosión eólica.

ÓCRICO:

Del latín ocris: claro. Subunidad exclusiva de los Andosoles. Indica una capa de color claro y pobre en materia orgánica.

LUVISOL (L).

Del latín luvi, luo: lavar. Literalmente, suelo con acumulación de arcilla. Son suelos que se encuentran en zonas templadas o tropicales lluviosas, aunque en algunas estaciones también pueden encontrarse en climas más secos. La vegetación es generalmente de bosque o selva y se caracterizan por tener un enriquecimiento de arcilla en el subsuelo. Son frecuentemente rojos o amarillentos, aunque también presentan tonos pardos que no llegan hacer oscuros como se muestran en las figuras.

Debe tenerse en cuenta que son suelos con alta susceptibilidad a la erosión. En México 4 de cada 100 Ha. está ocupada por luvisoles.

CRÓMICO:

Del griego kromos: color. Suelos de color pardo o rojizo, e n algunas ocaciones amarillento. Son de fertilidad moderada y con alta capacidad para proporcionar nutrientes a las plantas. Unidades de suelo: Cambisol, Luvisol y Vertisol.

EJEMPLO 4

LUGAR: Félix Ireta.
TIPO DE SUELO: Luvisol Crómico + Luvisol Vértico.
SIMBOLOGÍA: Lc + Lv.
TEXTURA: Fina.
FASE FÍSICA: Lítica Profunda.

LUVISOL (L).

Del latín luvi, luo: lavar. Li teralmente, suelo con acumulación de arcilla. Son suelos que se encuentran en zonas templadas o tropicale s lluviosas, aunque en algun as estaciones también pu eden encontrarse en climas más secos. La vegeta ción es generalmente de bosqu e o selva y se ca racterizan por tener un enriquecimiento de arcilla en el subsuelo. Son frecuentem ente rojos o amarillentos, aunque también presentan tonos pardos que no llegan hacer oscuros como se muestran en las figuras.
Debe tenerse en cuenta que son suelos con alta susceptibilidad a la erosión. En México 4 de cada 100 Ha. está ocupada por luvisoles.

CRÓMICO:

Del griego kromos: color. Suelos de color pardo o rojizo, e n algunas ocaciones amarillento. Son de fertilidad moderada y con alta capacidad para proporcionar nutrientes a las plantas. Unidades de suelo: Cambisol, Luvisol y Vertisol.

Fig 37. Luvisol crómico (Lc).
Sierra de Santa Marta, Guanajuato.

LUVISOL (L).

Del latín luvi, luo: lavar. Li teralmente, suelo con acumulación de arcilla. Son suelos que se encuentran en zonas templadas o tropicale s lluviosas, aunque en algun as estaciones también pu eden encontrarse en climas más secos. La vegeta ción es generalmente de bosqu e o selva y se ca racterizan por tener un enriquecimiento de arcilla en el subsuelo. Son frecuent emente rojos o amarillentos, aunque también presentan tonos pardos que no llegan hacer oscuros como se muestran en las figuras.
Debe tenerse en cuenta que son suelos con alta susceptibilidad a la erosión. En México 4 de cada 100 Ha. está ocupada por luvisoles.

VÉRTICO:

Del latín verto: voltear. Suelos que cuando están secos presentan grietas notables en alguna parte del subsuelo. Son de fertilidad moderada a alta. Unidades de suelo: Cambisol, Gleysol y Luvisol.

EJEMPLO 5

LUGAR: Francisco J. Mújica.
TIPO DE SUELO: Vertisol Pélico + Litosol
SIMBOLOGÍA: Vp + I.
TEXTURA: Fina.
FASE FÍSICA: Dúrica.

VERTISOL (V).

Del latín verteré, voltear. Literalmente, suelo que se revuelve o se voltea. Suelos de climas templados y cálidos, especialmente de zonas con una marcada estación seca y otra lluvi osa. La vegetación natural va de selvas bajas a pastizales y matorrales. Se caracterizan por su estructura masiva y su alto contenido de arcilla, la cual es expandible en húmedo formando superficies de deslizamiento llamada facetas, como se muestra en la figura, que por ser colapsables en seco pueden formar grietas en la superficie o a determinada profundidad. Su color más común es el negro o gris oscuro en la zona centro a oriente de México y de color café rojizo hacia el norte del país. Tienen baja susceptibilidad a la erosión y alto riesgo de salinización.

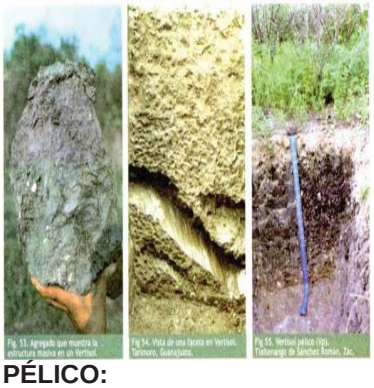


Fig. 53. Agregado que muestra la estructura masiva en un Vertisol.
Fig 54. Vista de una faceta en Vertisol. Tarimoro, Guanajuato.
Fig 55. Vertisol pélico (Vp). Tlaltenango de Sánchez Román, Zac.

Fig 34. Litosol (I). Baca, Yucatán.
Fig 35. Paisaje de Litosoles. Baja C. Norte.

PÉLICO:

Del griego pellos: grisáceo. Subunidad exclusiva de los Vertisoles. Indican un color negro u oscuro.

LITOSOL (I):

Del griego lithos: pi edra. Literalmente suelo piedra. Son los suelos más abundantes del país p ues ocupan 22 de cada 100 hectáreas de suelo. Se encuentran en todos los climas y con muy diversos tipos de vegetación, en todas las sierras de México, barrancas, lomeríos y en algunos terrenos planos. Se caracterizan por su profundidad menor de 10cm., limitada por l a presencia de roca, tepetate o caliche endureci do. Su fertilidad natural y la susceptibilidad a la erosión es muy variable dependiendo de otros factores ambientales. El uso de estos suelos dependen principalmente de la vegetación que los cubre. No tiene subunidades.

1.26 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 m ovilización de personas y mercancías de una m anera segura, rápida, confortable, conveniente, económica y compatible con el medio ambiente.

La Ingeniería de Trán sito es aquella fase de la in geniería de tran sporte que tiene que ver con la planeación, el proyecto geométrico y la operaci ón del tránsito por call es y carrete ras, sus redes, terminales, tierras adyacentes y su relación con otros modos de transporte.

Así define e stas dos áreas el Instituto de Ingenieros del Transporte (ITE). E s 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 carrete ras es el proce so de correlación entre sus elementos físicos y las características de ope ración de los ve hículos, mediante el uso d e las matem áticas, la física y la

geometría. En este sentido, vialidad queda definida, geométricamente, por el proyecto de su eje en planta (alineamiento horizontal), y en perfil (alineamiento vertical), y por el proyecto de su sección transversal.

1.27 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)

1.28 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 la 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 geométricamente 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.

1.29 DISTRIBUCIÓN Y COMPOSICIÓN DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO.

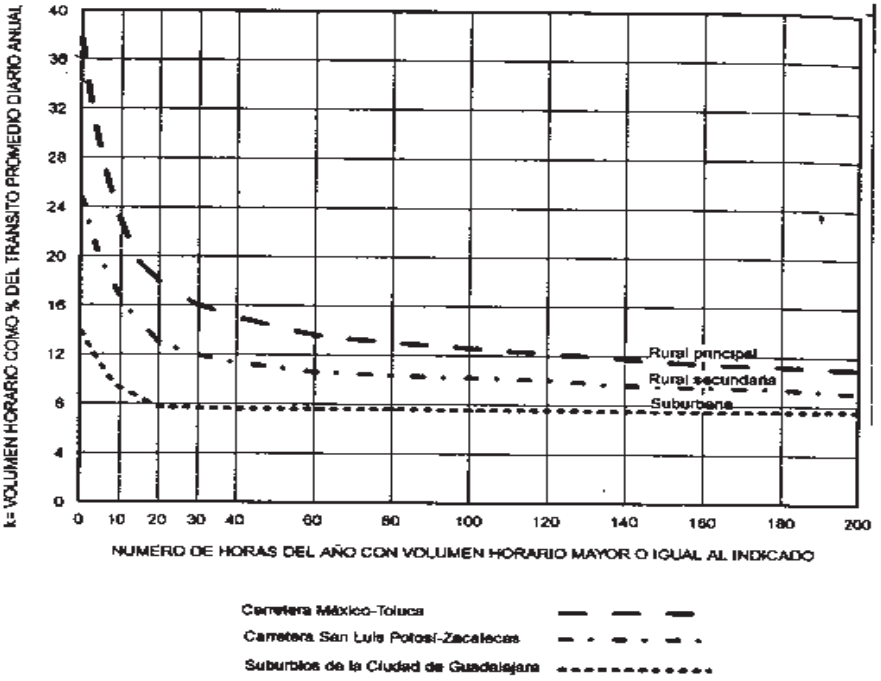
La distribución de los volúmenes de tránsito por carriles debe ser considerada, tanto en el proyecto como en la operación de calles y carreteras. Tratándose de tres o más carriles de operación en un sentido, el flujo se semeja a una corriente hidráulica. Así, al medir los volúmenes de tránsito por carril, 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.

1.30 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 10ª, 20ava, 30ava, 50ava, 70ava ó 100ava 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 máxima 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:

$$VHP = k(TPDA)$$

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

1.31 RELACIÓN ENTRE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO, ANUAL Y SEMANAL.

Con respecto a volúmen es de trán sito, para o btener el trá nsito 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 la rgo de todo el año, ya sea en periodos horarios, diarios, semanales o m ensuales. 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 análi sis 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 núm ero 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:

$$TPDA = TPDS \pm A$$

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 mi sma 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:

TDi = Volumen de tránsito del día i.

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

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

1.32 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:

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

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 utilizado 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.

1.33VELOCIDAD 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.

1.34 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 ($q_{máx}$) 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.

1.35 MÉTODO DE LA ASOCIACIÓN DEL CEMENTO PORTLAND (PCA).

A continuación se describen los lineamientos generales del método del Portland Cement Association (PCA).

1.35.1 FACTORES DE DISEÑO.

a)1 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 modulo de ruptura, realizada en vigas de 6x6x30 pulgadas.

El módulo de ruptura puede encontrase 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).

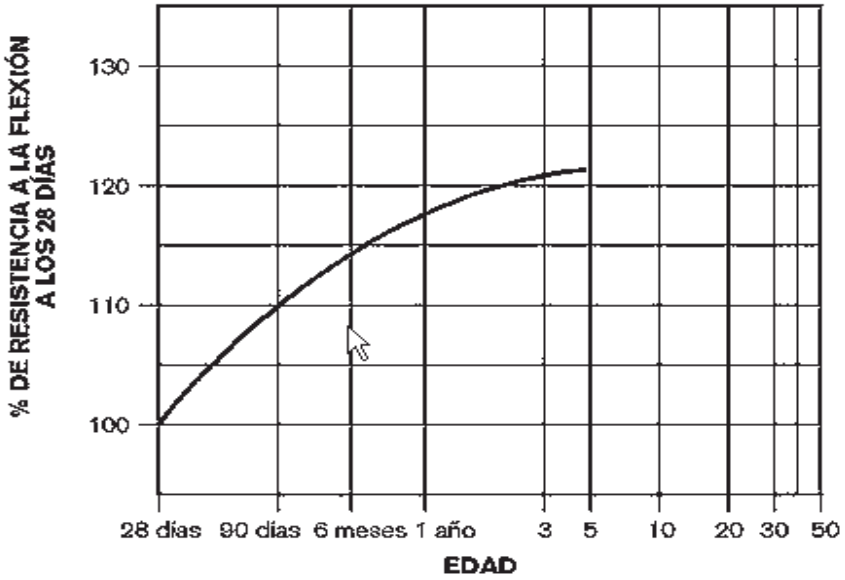


Figura 2.5-1 Curva de desarrollo de resistencia a la flexión a través del tiempo.

a)2 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 esta 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 ASTMD1195 y D1196.

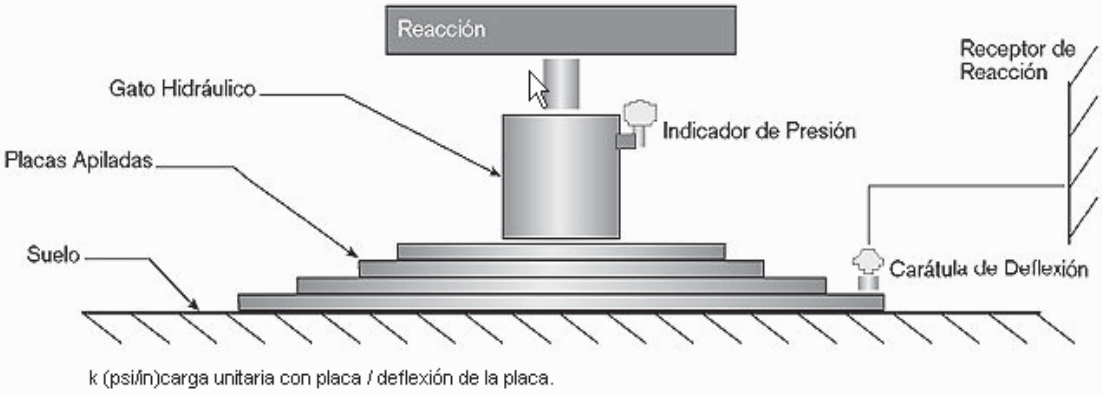


Figura 2.5.2 Prueba de Placa (ASTM D1195 y D1196).

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 n o 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 e s cierto por que l os 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 l os valores de k son mucho mayores que los a sumidos 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 val or k del suelo que deberá usarse en el diseño de espesor. Si la base es de mat erial granular no tratad a ó mejora da, el increm ento puede no ser muy significativo, como se aprecia en los valores presentados en la tabla 2.5-1.

Los valores mostrados en la tabl a 2.5-1 estan basados en el a nálisis de Burmister de un sistema de dos capas y ca rgado en pruebas de placa, he chas 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 larg o plazo e s mucho mejor y son muy empleadas para p avimentos 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.

a)3 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 probablem ente no puede ser su puesto con preci sión por u n período muy largo, el períod o de dise ño de 20 año s es el com únmente empleado en el procedimiento de diseño de pavimentos.

El período d e diseño seleccionado afecta el e spesor de diseño ya que det ermina por cuantos años y por ende para cuántos camiones deberá servir el pavimento.

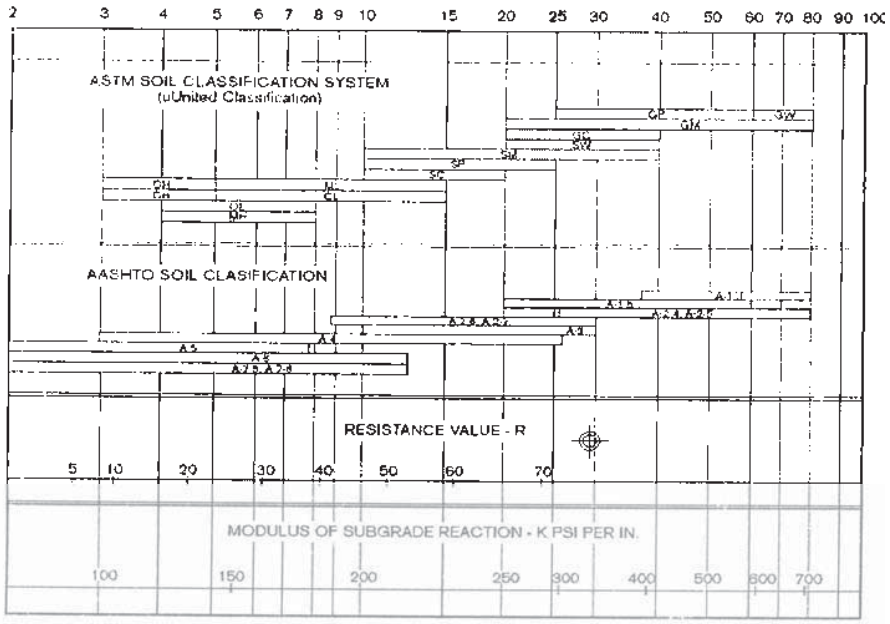


Figura 2.5-3 Relación aproximada entre las clasificaciones del suelo y sus valores de resistenci

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	------

a)4 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 x %Te x FS x FC x Pd x FCA x 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 desprecie 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 formula:

$$FC = \frac{(1+g)^n - 1}{(g)(n)}$$

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 tabl a 2.5.3, a fa ctores 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 utili za un factor de 0.5 y para vialidades en un solo sentido un factor de 1.0.

En el caso d e vialidades de doble sentido, generalmente se asume que el tránsito (e n sus diferentes tipos y pesos) viaja en igual canti dad para cada direcció n (FS=0.5). Sin embargo esto pu ede 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.

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 d e carril. Este factor da el porcentaje de vehículos que circulan por el carril de l a derecha, que es el de más tráfico. Para esto, la PCA re comienda 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.

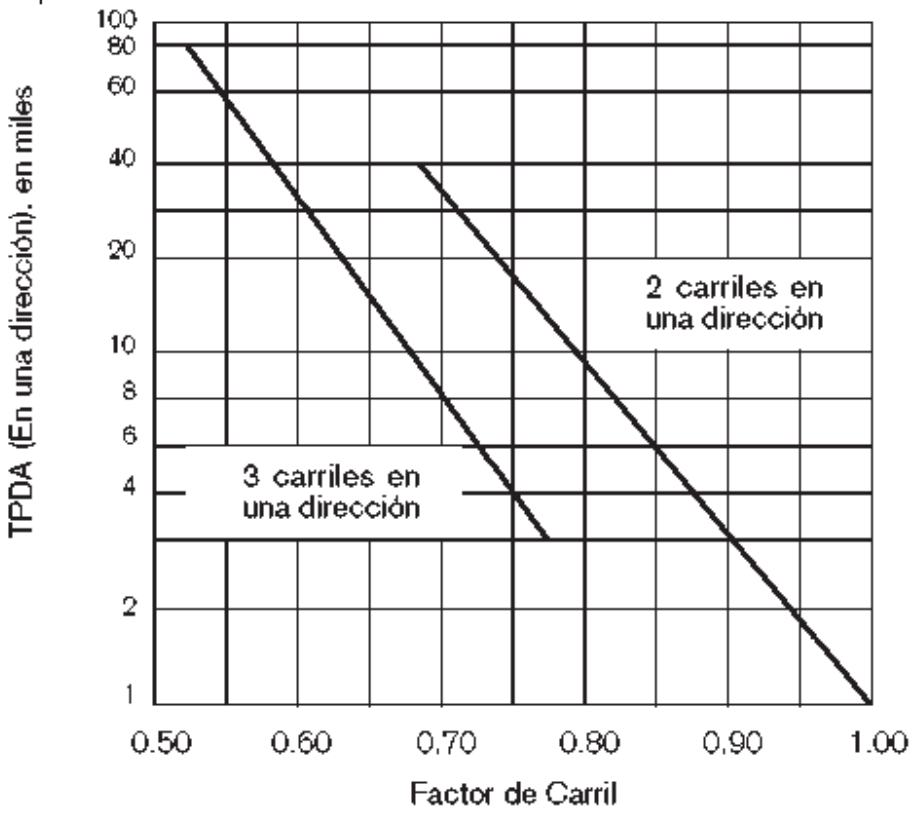


Figura 2.5-4 Proporción de Vehículos circulando por el carril de baja velocidad en una vialidad de 2 ó 3 carriles.

a)5 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 se guridad de carga para multiplicarse por las cargas por eje.

Los Factores de Seguridad de Carga Recomendados Son:

1.3 Casos especiales con muy altos volúmenes de tráfico pesado y cero mantenimiento.
1.2 Para Autopistas ó vialidades de varios carriles en donde se presentará un flujo ininterrumpido de tráfico y altos volúmenes de tráfico pesado.
1.1 Autopistas y vialidades urbanas con volúmenes moderados de tráfico pesado.
1.0 Caminos y calles secundarias con muy poco tráfico pesado.

1.35.2 Procedimiento de Diseño.

El método descrito en ésta sección es empleado una vez que ya tenemos los datos del tráfico esperado, como el trán sito diario promedio anual y la composi ción vehicular d el tráfico. Co n esta información obtenemos el numero 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 pavim entos, 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 a yuda del formato de dise ño de espe sores por el método de l a PCA, que se pre senta en la tabla 2.5.4. Los pasos e n el procedimie nto de dise ño son: primero cargamos los datos de entrada que se presentan en la ta bla 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 figura s para pavimentos con ó si n 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 o btienen 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 ruptu ra del con creto, al resultado le llamamos relación de esfuerzos y vamos a obtener una para cada ti po de eje (sencillo, tándem y t ridem). 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 l a columna 5 y se obtiene dividiendo las repetici ones esperadas, (columna 3), entre las rep eticiones permisibles, (columna 4), por 1 00; esto se hace para cad a eje y posteri ormente 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 fig ura 2.5.6.
- En los pavimentos en que la transferencia de carga se reali za 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 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 cel das 10,13 y 16, del formato de di seño de e spesores, 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 necesario una exacta interpolación de las repeticiones permisibles. Si la línea de intersección corre por encima de l a parte supe rior 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: 9.5 in
MÓDULO DE REACCIÓN K, DE LA SUBRASANTE: 130 pci
MÓDULO DE RUPTURA, MR: 650 psi
FACTOR DE SEGURIDAD DE CARGA, LSF: 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
9. Factor de relación de esfuerzo 0.317
10. Factor de Erosión 2.59

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
12. Factor de relación de esfuerzo 0.295
13. Factor de Erosión 2.79

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
15. Factor de relación de esfuerzo 0.226
16. Factor de Erosion 2.95

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	699	586	439	616	500	380	571	460	359	540	435	349	498	406	339	488	378	331	417	363	328
5.0	602	516	387	531	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	230	320	264	226
6.0	465	416	315	411	348	261	382	316	237	362	296	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	268	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	117	234	208	158	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	108	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	188	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	96	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	388	360	383	384	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	96	270	225	187	247	210	180	234	208	178
6.5	334	295	225	294	251	196	274	230	183	260	218	175	243	203	166	223	188	159	212	180	156
7.0	302	270	204	266	230	178	248	210	165	236	198	158	220	184	149	203	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	128	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	128	93	127	117	86	121	109	82	113	100	76	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	75	104	103	71	97	93	67	93	87	63	87	79	59	81	71	54	77	67	51

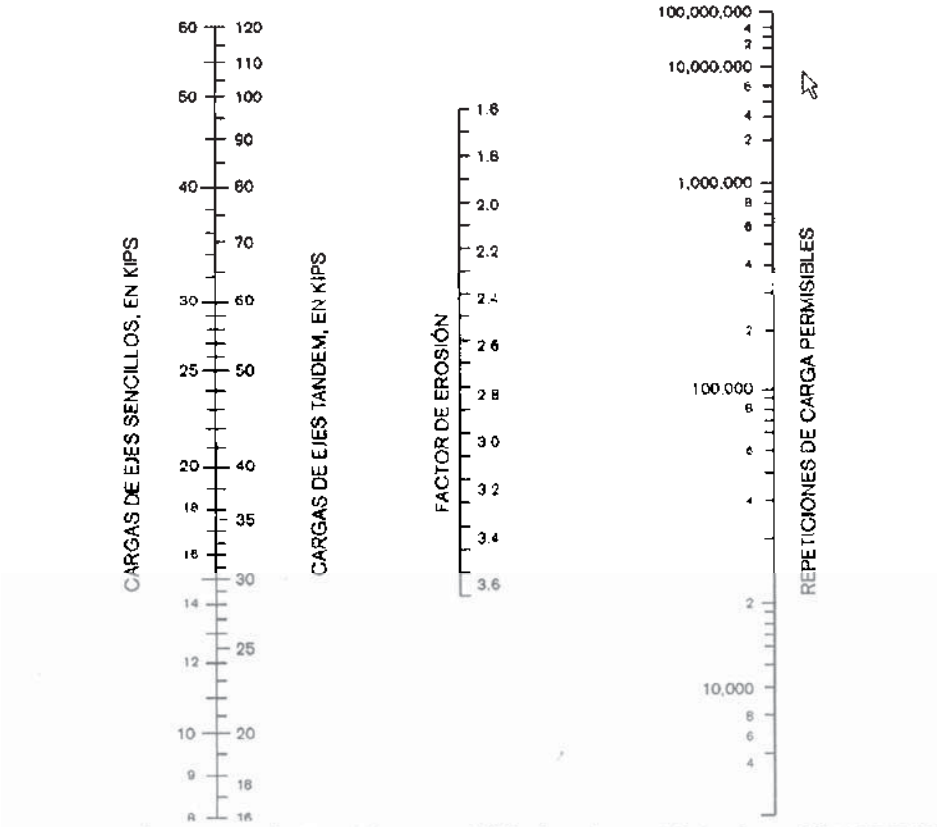


Figura 2.5.7 Análisis de Erosión. (Repeticiones permisibles basadas en el factor de erosión, con apoyo lateral).

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	3.70	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	3.26	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	2.71	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	2.28	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	2.56	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	2.36	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	2.35
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	2.32

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	3.86	3.86	3.85	3.82	3.82	3.83	3.74	3.77	3.80	3.67
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	3.13	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	2.73	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	2.53	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	2.49

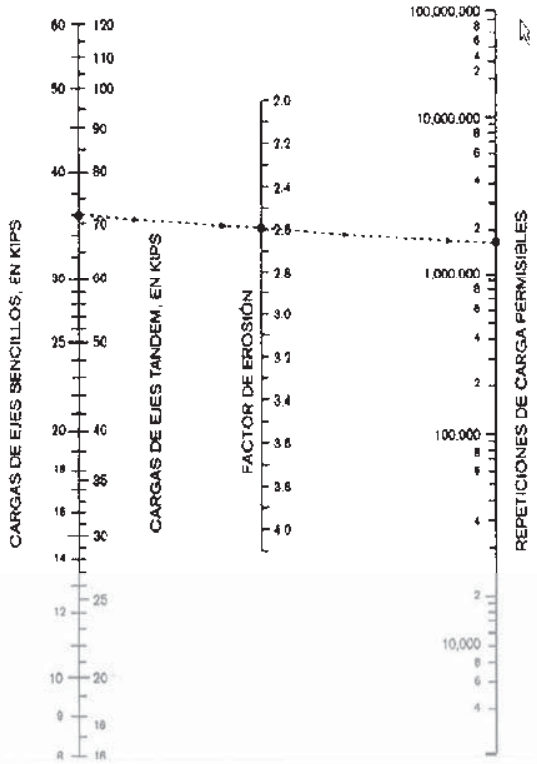


Figura 2.5.6 Análisis de Erosión. (Repeticiones permisibles basadas en el factor de erosión, sin apoyo lateral).

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	2.96	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	2.29	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	1.99	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	3.38	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	2.90	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	2.81	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	2.36	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	2.54	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

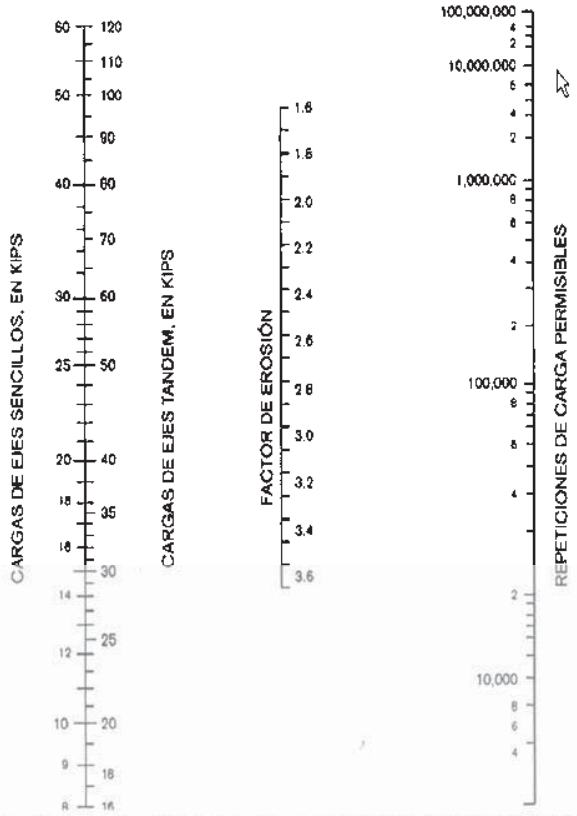


Figura 2.5.7 Análisis de Erosión. (Repeticiones permisibles basadas en el factor de erosión, con apoyo lateral).

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 dí as y además se promedió con el tráfico, ya co nocido, 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 lo s vamos a considerar en el diseño, aún sabiendo que su i mpacto es mínimo. Por lo que el ADTT equivale al tránsito promedio diario anual (TPDA) dado.

Factor de Sentido:

Dado que lo s datos del aforo son en un solo sentido, enton ces el facto r de se ntido a emplear será de 1.00.

Factor de Carril:

En los dato s generales del proyect o se men ciona que la vialidad cu enta con 2 carriles p or 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 mane ra que obtenemo s un 94% de vehículo s circulando por el carril de la derecha: un factor de carril de 0.94.

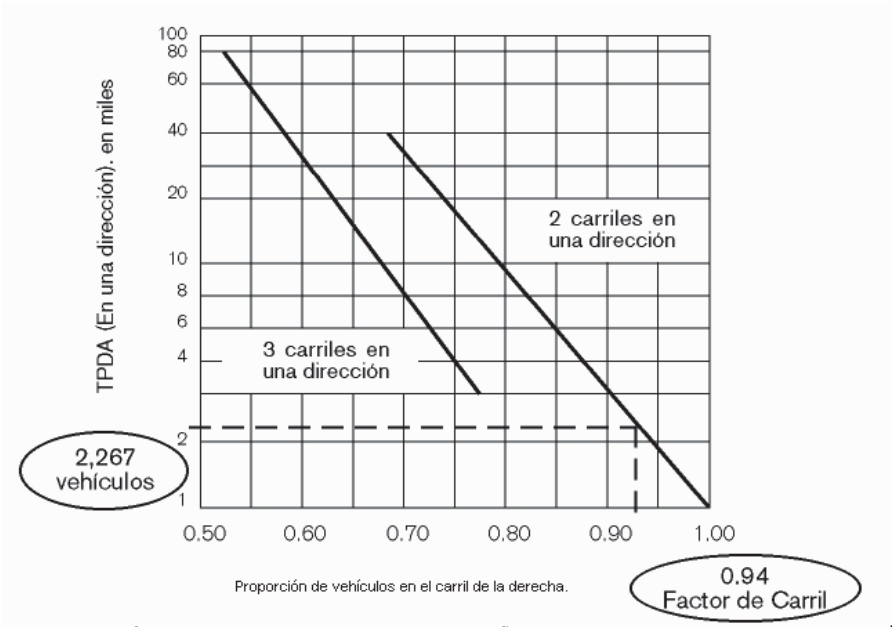


Figura 2.5.8 Cálculo del factor de carril para el ejemplo de diseño PCA.

Factor de Crecimiento Anual:

Para el cál culo del factor del crecimiento anual se emplean los datos d e período de diseño igual a 20 años y la tasa de crecimiento anual de 3%, resultando un fa ctor de cre cimiento 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 vehí culos y la cantidad de ellos (repeticiones esperadas) que van a circular sobre el pavimento, a continuación se sep ara la repetición para cada tipo de eje; esto e s, para cada peso de eje (re cordar 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 sen cillo de 6.6 ki ps únicamente interviene en el con junto de eje s traseros del camión de 2 eje s (C2), cuando éste ci rcula vacío, por lo qu e las rep eticiones esperadas de e ste tipo de eje serán:

En el Primer Año:
Rep. Esperadas = (Rep. Diarias del eje) x (% Cargado ó Vacío) x (Factor de Sentido) x (Factor de Carril) x (365)
Rep. Esperadas = 202 x 0.40 x 1.0 x 0.94 x 365
Rep. Esperadas = 27,722.48

En toda la Vida Útil:
Rep. Esperadas = (Rep. 1er año) x (Período de diseño) x (Factor de Crecimiento Anual)
Rep. Esperadas = 27,722.48 x 20 x 1.3435
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. L os resultados de la s repeticiones esperadas para tod os 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	902,359	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	355,871
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	17,559	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 ej es tridem, se deberá dividir entre tres para poder emplear la escala de l os 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 val or de 15 3.33 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 e spesor inicial de 8.5" y una k de diseño de 150 p ci, entramos a l a siguiente tabla para encontrar los esfuerzos equival entes 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	634	516	428	584	486	419	523	457	414	484	443	412
4.5	699	586	439	616	500	380	571	460	359	540	435	349	498	406	339	488	378	331	417	383	328
5.0	602	516	387	531	436	328	493	399	305	467	376	293	432	349	292	390	321	272	363	307	269
5.5	526	461	347	464	387	290	431	353	266	409	331	253	379	305	240	343	278	230	320	264	226
6.0	465	416	315	411	348	261	382	316	237	362	296	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	268	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	186	141	205	167	126	192	155	120
8.5	285	281	215	252	232	177	234	208	158	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	108	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	188	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	96	116	118	89	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 rel ación de e sfuerzos para los eje s sencillos será de 0.36, para los eje s 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, p or 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 carg a en el ej e será de 24.2 kips, se une con el val or de relación de esfuerzo de 0.36, de m anera que uniendo los dos puntos con una lín ea recta y extendié ndola hasta la escala de repeticiones permisibles, encontramos el valo r 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 ej e 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.

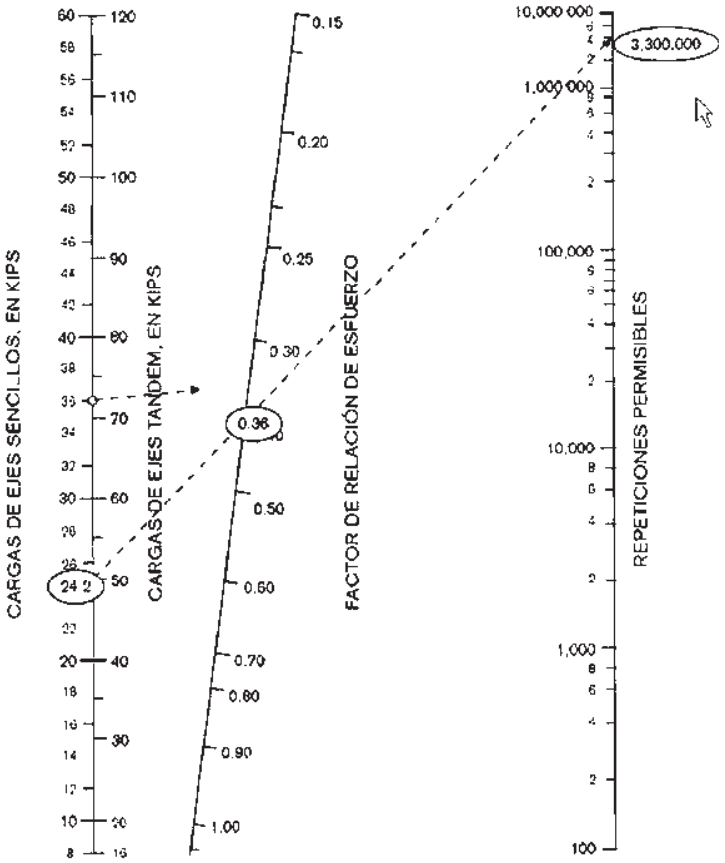


Figura No. 2.5.9 Repeticiones esperadas para el eje sencillo de 24.2 kips, en el ejemplo de diseño PCA.

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 e scala de ejes sencillos para el cálculo de repeti ciones permisibles, usando su correspondiente factor de esfuerzo equivalente.

Una vez calculadas todas las repeticiones permisibles, se procede a cal cular 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 ca so del eje sencillo de 24.2 kip s tenemos 2'067,675

repeticiones esperadas contra u n total de 3'300,00 0 de repeticiones permisibles, por lo q ue 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, ad emás, 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 l os datos de espesor igual a 8.5" y un k = 150 encontramos, como se muestra en la tabl a 2.5.13, los v alores de factor de erosión de 2.73 para los ej es 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 Trídem.

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	3.69	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.			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.			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.			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	2.71	3.06	3.20	2.86	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	2.5			47	2.71	2.90				2.44	2.59	2.72	2.42	2.54	2.64	2.41	2.51	2.58
11.0	2.4			42	2.67	2.86				2.39	2.54	2.68	2.36	2.49	2.59	2.35	2.45	2.54
11.5	2.3			36	2.62	2.82				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	2.28	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	2.56	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	2.36	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	2.35
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	2.32

Interpolado Eje Tandem 2.90

Interpolado Eje Sencillo 2.73

Interpolado Eje Triderm 3.03

Ahora, con los valores d e factor de e rosión, con las diferentes cargas en e l 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 explicar á el caso del eje sencillo de 24.2 kips y con su correspondiente factor d e erosión de 2.73. Se obtiene un número d e 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 de berá dividir entre 3, de spués multiplicar por el facto r de seg uridad de ca rga y el resultado es la carga que se considera en la gráfica, en la escala de los ejes sencillos.

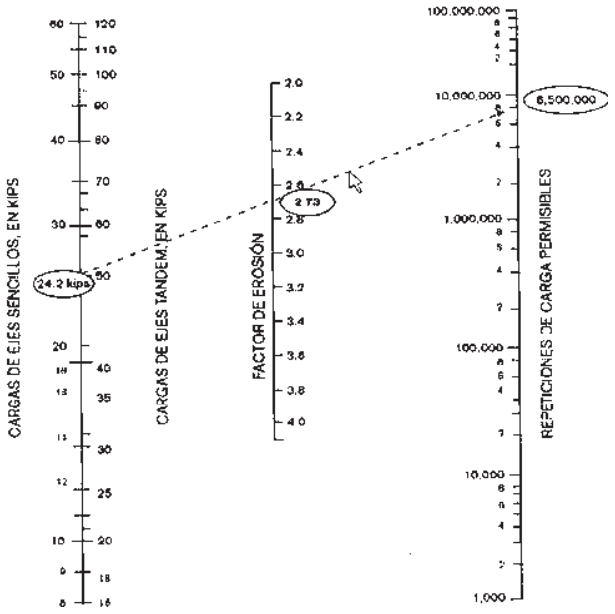


Figura 2.5.10 cálculo de las repeticiones permisibles por erosión para el eje sencillo de 24.2 kips, en el ejemplo de diseño de la PCA.

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: Repeticiones Permisible (FIG. 2.5.5)	Análisis de Fatiga: % de Fatiga	Análisis de Erosión: Repeticiones permisibles (FIG. 2.5.6)	Análisis de Erosión: % de Daño
1	2	3	4	5	6	7

8. Esfuerzo equivalente 234
9. Factor de relación de esfuerzo 0.360
10. Factor de Erosión 2.73

2.2	2.4	24,246,563	ilimitadas	0	ilimitadas	0
3.74	4.1	3,991,917	ilimitadas	0	ilimitadas	0
6.6	7.3	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
12. Factor de relación de esfuerzo 0.320
13. Factor de Erosión 2.90

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
15. Factor de relación de esfuerzo 0.243

16. Factor de Erosión 3.03

=11.00/3	4.0	37,619	ilimitadas	0	ilimitadas	0
= 49.5/3	18.2	56,428	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.

c) 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 fátiga.

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 fátiga 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.

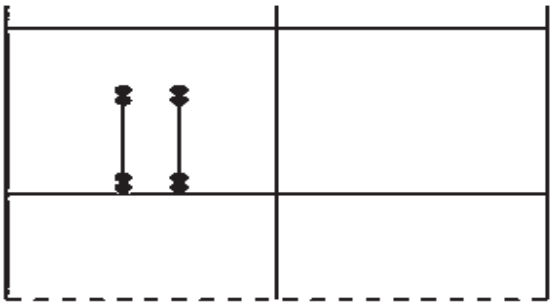
Análisis de Pavimentos de Concreto.

El procedimiento de diseño estaba sado 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.

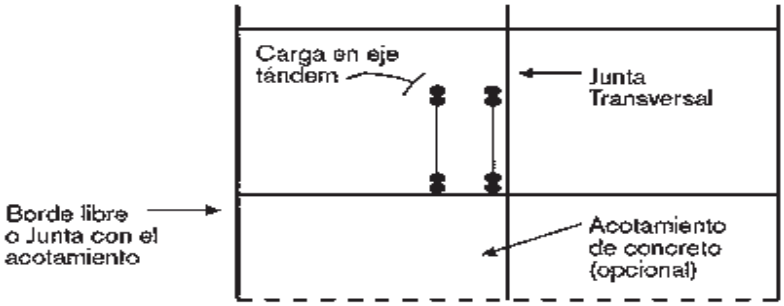
Después de analizar diferentes posiciones de los ejes en la losa, se ha encontrado la posición crítica, que se muestra en la figura 2.5.11, con las siguientes conclusiones:

1. Los esfuerzos críticos en el pavimento ocurren cuándo 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; Sí 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 borde[3], 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.

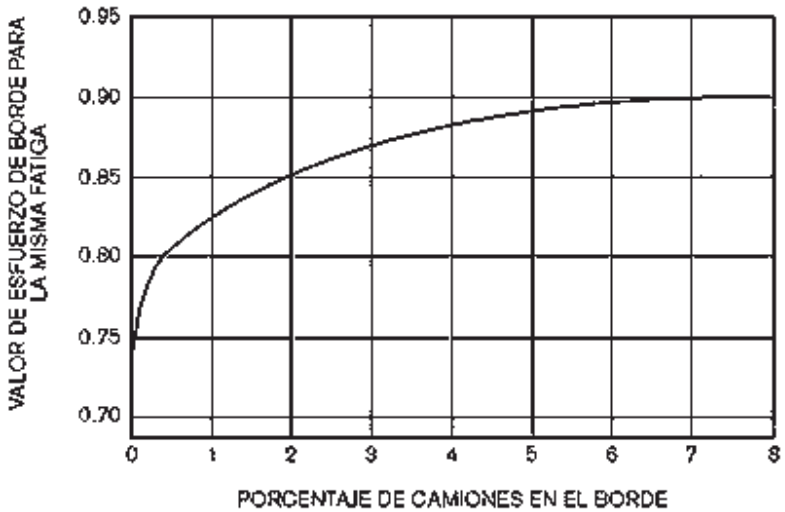


Figura 2.5.12 Factores de esfuerzo de borde equivalentes dependiendo del porcentaje de camiones en el borde.

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 esta 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.[4]

Esfuerzo Equivalente:

En el procedimiento de diseño de la PCA, la determinación del esfuerzo equivalente esta 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 modulos 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 in^2 (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:

$$\sigma_{eq} = \frac{6 * Me}{h^2} * f_1 * f_2 * f_3 * f_4$$

$$Me = \begin{cases} \text{Eje Sencillo sin Apoyo Lateral (SA/NS):} \\ -1600 + 2525 * \log(l) + 24.42 * l + 0.204 * l^2 \\ \text{Eje Tandem sin Apoyo Lateral (TA/NS):} \\ 3029 - 2966.8 * \log(l) + 133.69 * l - 0.0632 * l^2 \\ \text{Eje Sencillo con Apoyo Lateral (SA/WS)} \\ (-970.4 + 1202.6 * \log(l) + 53.87 * l) * (0.8742 + 0.01088 * k^{0.447}) \\ \text{Eje Tandem con Apoyo Lateral (TA/WS)} \\ (2005.4 - 1980.9 * \log(l) + 99.008 * l) * (0.8742 + 0.01088 * k^{0.447}) \end{cases}$$

$$f_1 = \begin{cases} \text{Eje Sencillo:} \\ (24/SAL)^{0.06} * (SAL/18) \\ \text{Eje Tandem:} \\ (48/TAL)^{0.06} * (SAL/36) \end{cases} \qquad f_2 = \begin{cases} \text{Sin Apoyo Lateral:} \\ 0.892 + h/85.71 - h^2/3000 \\ \text{Con Apoyo Lateral:} \\ 1.0 \end{cases}$$

$f_3 =$ **0.894 para un 6% de camiones en el borde de la losa.**

$f_4 = 1 / [1/235*(1 - CV)]$

Donde:

σeq = 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 intromisión 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%, f4 = 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= $\sigma eq/MR$) 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 σ_{eq} /MR≥0.55

$$\text{Log } N_f = 11.737 - 12.077 * (\sigma_{eq}/MR)$$

Para 0.45 < σ_{eq} /MR ≥ 0.55

$$4 \qquad N_f = \left[\frac{4.2577}{(\sigma_{eq}/MR) - 0.4325}\right]^{3.268}$$

Para σ_{eq} /MR≥0.45

N_f = **ilimitado**

El procedimiento de diseño continúa dividiendo el número esperado de repeticiones de carga entre las repeticiones permisibles (N_f) 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 rígidez 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:

$$\text{Log } N = 14.524 - 6.777\,(C_1P - 9.0)^{0.103}$$

Donde:

N = Número de repeticiones permisibles de carga basadas en un índice de servicia-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:

$$P = 268.7\,\frac{p^2}{h^{*}\,k^{0.73}}$$

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, A1= π□d2/ 4 y _o = π□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

Ejemplo 2.6.1:

Un pavimento de 2 carriles, 8 " de espesor, 18.3 metros de largo y 7.3 metros (24 pies) de ancho, con una junta longitudinal al centro. Determinar el diámetro, separación y longitud requerido de las barras de amarre, como se muestra en la figura 2.6.1.

Suponer para el acero un f_s = 27,000 psi y para el concreto un γ_c = 0.0868 pci (23.6 kN/m^3) y un esfuerzo permisible μ= 350psi (24 Mpa).

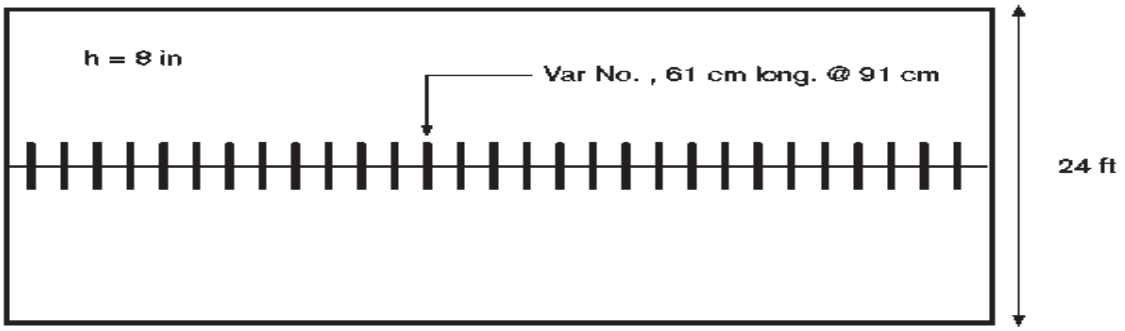
Solución:

$$L' = 24/2 = 12 \text{ ft} = 144 \text{ in } (3.66 \text{ m})$$
$$A_s = 0.0868 \times 8 \times 144 \times 1.5 / 27{,}000 = 0.00556 \text{ in}^2/\text{in}$$

Si se usan barras del No 4 (0.5 in o 1.2 mm), el área transversal de una barra es de 0.2 in^2 (129 mm^2). La separación de la barra será = 0.2/0.00556 = 36 in (914 mm).

t = 0.5 x 27, 000 x 0.5/350 = 19.3 in (353 mm) después de sumarle las 3 in (76 mm), t = 19.3 + 3 22.3 in (usar 24 in o 610 mm).

Figura 2.6.1



1.35.3 Pasajuntas.

El diseño de pasajuntas se basa mucho en l a experiencia, aunque algunos métodos teóricos sobre el diseño de pasajuntas están di sponibles. El tamaño de l as pasajuntas depende del espesor de l a losa. La tabla 2.6-1 muestra el di ámetro y longi tud de las pasaju ntas para difere ntes espesores de losa como lo recomienda la PCA (1975). Se puede ap reciar que su diámetro es igual a un octavo del espesor de la l osa. En una edición reciente de diseño de ju ntas, la PCA (19 91) recomienda el uso de pasajuntas de 1.25 in de diámetro para pavimento s de autopi stas con espesores menores a 10 in y d e 1.5 in pa ra pavimentos con e spesores mayores a 10 in. Se necesitan pasajuntas con un diámetro mínimo de 1.25 a 1.5 in p ara controlar fallas mediante la reducción del e sfuerzo de carga en el concreto.

Tabla 2.6-2 Diámetros y longitudes recomendadas en pasajuntas.

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	46	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	46	18

Las pasajuntas se usan en las juntas transversales para transferir las cargas a las losas adyacentes. El esfuerzo y la deflexión en la junta son mucho más pequeños cuando las cargas son soportadas por dos losas. El uso de pasajuntas puede minimizar las fallas de bombeo y de diferencia de elevación de juntas, las cuales han sido considerados por la PCA como factores importantes en el diseño de espesor.

1 Esfuerzo de Carga Permisible.

Debido a que el concreto es más débil que el acero, el tamaño y separación que se requiere de pasajuntas, se controla por el esfuerzo de carga entre esta y el concreto. El esfuerzo de carga permitido se determina de la siguiente manera:

$$f_b = \frac{(4-d)}{3} 1 f'c$$

Donde:

f_b = Esfuerzo permisible de carga (psi).
d = Diámetro de las pasajuntas en pulgadas.
f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

2 Esfuerzo de Carga en un Pasajuntas.

Si la carga que se aplica en la pasajuntas se conoce, el esfuerzo máximo de carga se puede determinar, teóricamente, asumiendo que sean una viga y el concreto una cimentación Winkler. Basado en la solución original de Timoshenko, Friberg (1940) indica que la máxima deformación del concreto debajo de la pasajunta se puede expresar de la siguiente manera:

$$\gamma_0 = \frac{P_t (2 + \beta z)}{4 \beta^3 E^d I^d}$$

Donde:

γ_0 = Deformación de la pasajunta en la cara de la junta.
P_t = Carga sobre la pasajunta.
Z = Ancho de la junta.
E^d = Módulo de Young de la pasajunta.
I^d = Momento de inercia de la pasajunta.
β = Rigidez relativa de un pasajunta embebida en el concreto.

Nótese que:

$$I_d = 1/64 \ \pi \ J_d^4$$

$$\beta = \sqrt[4]{Kd / 4 E_d I_d}$$

Donde:

K = Módulo de soporte de la pasajunta, el cual varía de 300,000 a 1,500,000 pci.
d = es el diámetro de la pasajunta.

El esfuerzo de carga σ_b es proporcional a la deformación:

$$\sigma_b = k \ y_0 = \frac{KP_t \ (2 + \beta z)}{4 \beta^3 E_d I_d}$$

El esfuerzo de carga se debe comparar con el esfuerzo de carga permisible. Si el esfuerzo de carga es mayor al permisible, entonces se deben de usar pasajuntas más grandes o separaciones más pequeñas. Estudios recientes han demostrado que el esfuerzo de carga se relaciona a la falla de la losa; si se limita, el grado de la falla se puede reducir a un límite permisible.

Cuando una carga W se aplica en una losa cerca de la junta, como se muestra en la figura 2.6.3, parte de la carga se transfiere a la losa adyacente a través de las pasajuntas; si su eficiencia es del

100%, ambas losas se deflexionan la misma cantidad y las fuerzas debajo de las losas serán las mismas, cada una siendo de 0.5w, la cual es también el tot al de la fuerza cortante que se transfiere mediante las pasajuntas; si su eficiencia es menor de 100%, como es el caso para pavimentos viejos, donde algunas pasajuntas se desprenden, las fuerzas que reaccionan bajo la losa serán menores a 0.5W; co mo resultado, el total del es fuerzo cortante sobre las pa sajuntas es menor a 05W. Por lo tanto para su diseño, el uso de 0.5W es más conservativo.

Basado en la solución de Westergaard, Frierberg (1940) encontró que el mo mento máximo negativo, tanto para carga s internas o extern as, ocurre a una distacia de 1.8 L desde la ca rga, donde L es el radio de rigi dez relativa. Cuando el momento es máximo, la fuerza cortante es igual a cero. Por l o tanto, es razonable asumir que el cortante en cada pasajunta se reduce inversamente con la distancia de esta, de sde el punto de carga, siendo el m áximo para l a pasajunta debajo o cerca al punto de la carga y cero a una distancia de 1.8L.

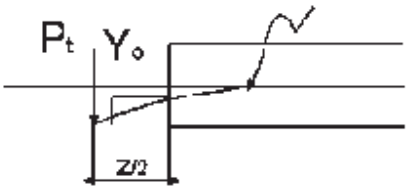


Figura 2.6.2 Deformación de la pasajunta debido a una carga.

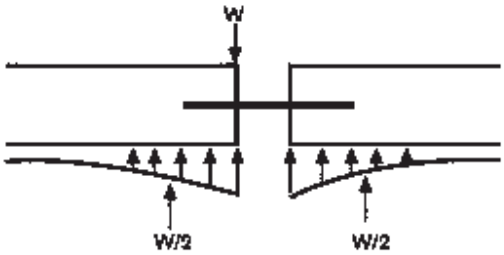


Figura 2.6.3 Transferencia de carga de las pasajuntas.

Ejemplo 2.6.2:

La figura 2.6.4 muestra un pavimento de concreto de 8" de espesor, teniendo un ancho de junta de 0.125", un módulo de reacción de l a subrasante de 10 0 pci y un mód ulo de soporte de la pasajunta de 1.5 x 1 0e6 pci. Una carga de 12000 lb se aplica sobre la pasajunta exterior a una distancia de 6 " desde el borde. Las pasajuntas son de 1" de diámetro y 14" sobre los centros. Determinar el esfuerzo máximo de carga entre la pasajuntas y el concreto.

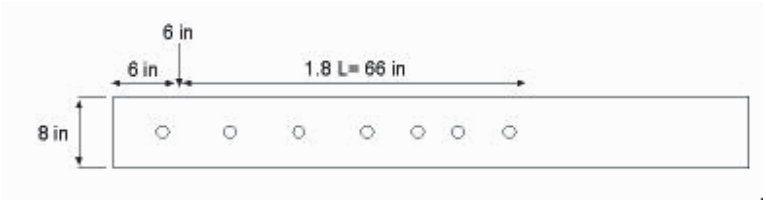
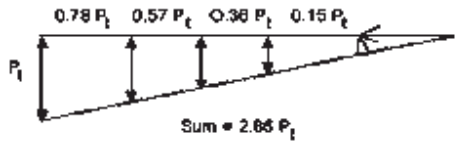


Figura 2.6.4



Solución:

$L = [Eh^3 / 12k(1-\mu^2)]^{0.25}$

$\mu = 0.15$

$L = [4 \times 10^6 \times (8)^3 / (12 \times (1-(0.15)^2) \times 100)]^{0.25} = 36.35$ in

Si la pasajunta está directamente debajo de la carga, está sujeta a una carga cortante Pt, las fuerzas sobre las pasajuntas dentro de una distancia de 1.8 L, L=1.8 x 36.35= 66" se pueden determinar asumiendo una variación lineal, como se muestra en la figura 2.6.4. La suma de las fuerzas sobre todas las pasajuntas es de 2.86 Pt, la cual debe ser igual a la mitad de la carga aplicada, basándose en una eficiencia de un 100% de las juntas, o

$P_t = 6000 / 2.86 = 2097$ lb

$I^d = 1/64\ \pi d^4$

$I_d = \pi (1)^4 /64 = 0.0491$ in^4

$\beta = (Kd / 4 E_d I_d)^{.25}$

$\beta = [1.5 \times 10^6 \times 1 / (4 \times 29 \times 10^6 \times 0.0491)]^{0.25} = 0.7163$ in

$$\sigma_b = k\, y_0 = \frac{KP_t\,(2 + \beta z)}{4\,\beta^3 E_d I_d}$$

$\sigma b = [1.5 \times 10^6 \times 2097\ (2 + (.71637 \times .125))] / (4 \times (.71637)^3 \times 29 \times 10^6 \times .0491) = 3138$ psi

Para un concreto de 4000 Psi el esfuerzo de carga permisible es de

$f_b = (4 - 1) \times 4000/3 = 4000$ psi.

Debido a que el esfuerzo actual es menor que el permisible, el diseño es satisfactorio. En este ejemplo sólo la carga de la llanta izquierda, cerca del borde, es considerada. La carga de la llanta derecha está cuando menos a 6 ft de la carga de la llanta izquierda, la cual es más que 1.8L, por lo tanto, la llanta derecha no tiene efecto en la fuerza máxima Pt sobre la pasajuntas, cerca del borde del pavimento. Si la losa fuera más resistente, y la cimentación más débil, la L se volvería mucho mayor y ambas llantas se deberían de considerar para determinar la fuerza Pt en la pasajunta más crítica.

Ejemplo 2.6.3

La separación de La figura 2.6.5 muestra una lo sa de 10" sobre una cimentación con k = 60 pci, 12 pasajuntas con 12 in en los centros están colocadas en la junta sobre un carril de 12 ft. Dos cargas de 18000 lb se aplican en los puntos A y B. Determinar la carga máxima sobre una de las pasajuntas.

Solución:

$$L = [4 \times 10^6 \times (10)^3 / (12 \times 0.9775 \times 60)]^{0.25} = 49 \text{ in}$$

Por lo tanto 1.8L= 88 "

Primero, considerar la carga de 18000 lb sobre A. Si la pasajunta sobre el punto A tiene un factor de carga de 1, los factore s de carga en las otras pa sajuntas se pueden determinar por triángulos similares, como se muestra en la fig ura 2.6.6. El resultado de la suma de estos factores es de 4.18 pasajuntas efectivas, por lo tanto la carga soportada por la pasajunta en A es de 9000/4.18 = 2153 lb. Las cargas soportadas por las otras se pueden determinar por proporción. Lo siguiente es considerar la carga de 1 8000 lb sobre el punto B. Si la pasajunta en el punto B tiene un factor de carga de 1, los factores de carga en las otras se pueden determinar mediante una distribución triangular como se muestra en la fi gura 2.6.7. La suma d e estos factores resulta en 7.08 pasajuntas efectivas. Se puede n otar que la s que están en el otro lad o de la junt a longitudinal no se con sideran efectivas en soportar la carga. La carga soportada por la pasajunta B es de 9000/7.08 = 1271 lb y las soportadas por las otras pasajuntas se pueden determinar por proporción. La figura 2.6.8 muestra las fuerzas en cada pasa junta debido al efecto combina do de ambas cargas, se puede ve r que la m ás cercana al borde del pavimento es la m ás crítica y se debe usar para propósitos de diseño. La carga soportada por esta pasajunta se puede determinar directamente por P_t = 9000/4.18 +0.18 x 9000/7.08 = 2381 lb.

Los ejemplos anteriores se basan en la suposición de que el momento máximo negativo ocurra a u na distancia de 1.8L desde la carga. Estudios recientes hechos por Heinrichs et al (1989) han demostrado que el momento máximo negativo ocurre a 1.0 L po r lo que la carga soportada por la pasajunta crítica debe ser mayor que las que se muestran en los ejemplos.

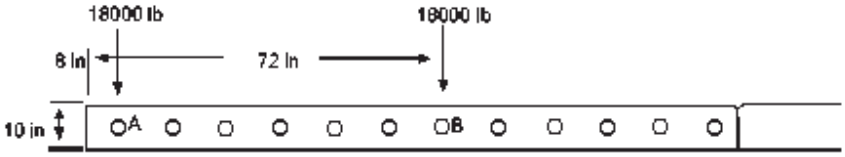


Figura 2.6.5 Localización de las cargas y de las pasajuntas.

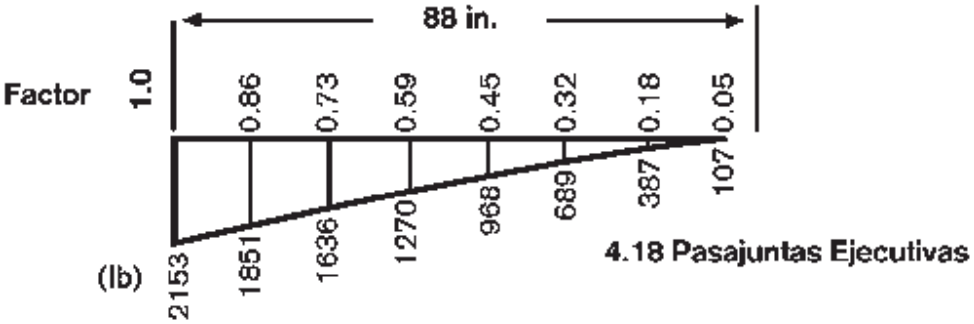


Figura 2.6.6 Fuerzas de las pasajuntas debido a la carga A.

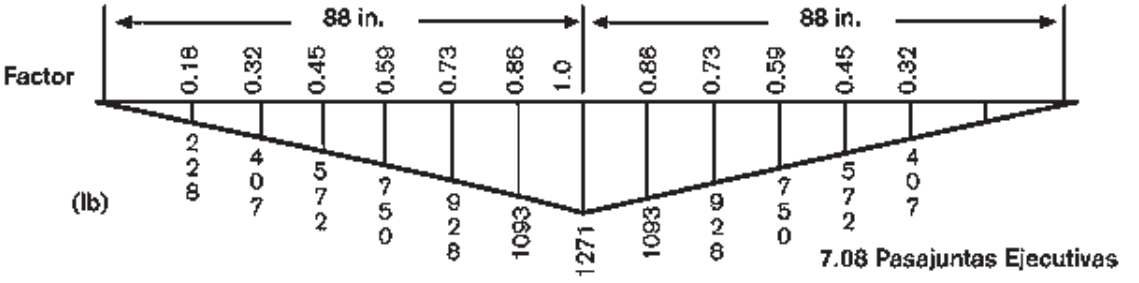


Figura 2.6.7 Fuerzas en las pasajuntas debido a la carga B.

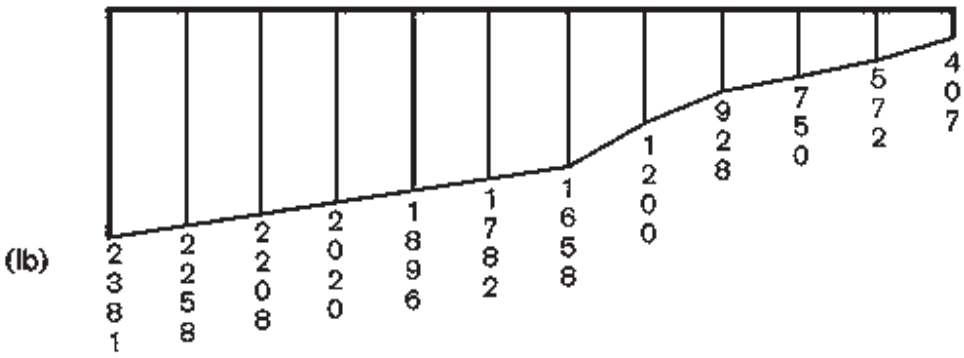


Figura 2.6.8 Fuerzas en las pasajuntas debido a las dos cargas.

1.35.4 Modulación de Losas.

La modulación de losas se refiere a d efinir la forma que tendrán los tableros de losas del pavimento. Esta forma se da en base a las dimensiones de tableros, o dicho de otra form a, a l a separación entre juntas tanto transversales como longitudinales.

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 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 t extura muy cerrada o Whitetopping.

El valor de 24 se utili za cuando la fricción entr e 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.

Ejemplo:

Para un espesor D = 20 cm apoyado sobre una base granular.

S_{JT} = (24) x 20

S_{JT} = 480 cm < 500 cm (OK!)

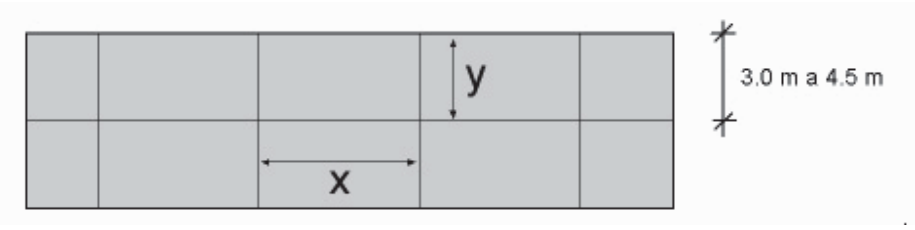
La separación de juntas será de 4.8 m.

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 y 4.5, que se refiere 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.

$$0.71 < x / y < 1.4$$



1.35.5 Recomendaciones Generales.

Cuando, por causas de fuerza mayor sea suspendido el colado un tiempo tal que sea necesario realizar una junta fría, se procederá a construir una junta transversal de emergencia, con la que se suspenderá el colado hasta que sea posible reiniciarlo. Esta junta deberá llevar pasajuntas.

Las ranuras aserradas deberán inspeccionarse para asegurar que el corte se haya efectuado hasta la profundidad necesaria. Toda materia extraña que se encuentre dentro de cualquier tipo de junta deberá extraerse mediante aire, agua o arena a presión; la limpieza de la junta debe garantizarse.

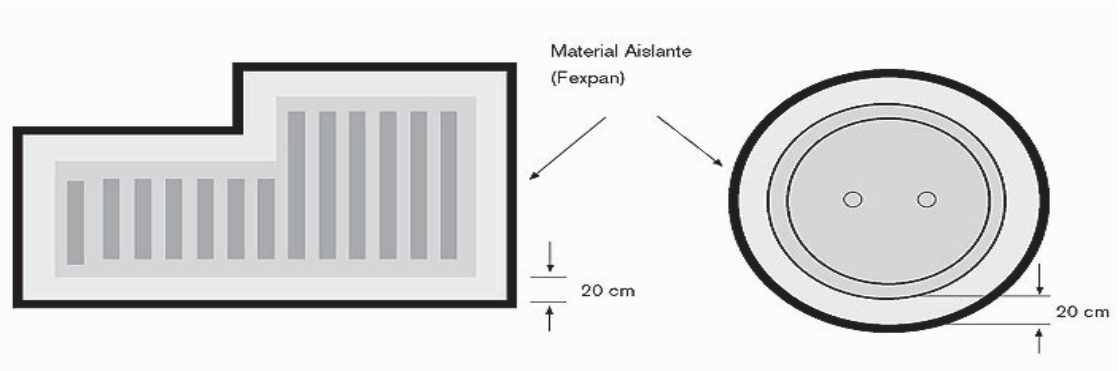
La longitud de las losas en el sentido longitudinal estará marcada en la secciones Tipo correspondientes, con una tolerancia de diez (10) centímetros.

Deberán tomarse las precauciones necesarias para evitar que se dañen los bordes de las juntas por impactos del equipo o de la herramienta que se esté utilizando.

1.35.6 Pozos de Visita y Alcantarillas.

Se debe realizar un estudio de escurrimientos y drenaje existente, a fin de garantizar que el agua de las lluvias será desalojada oportunamente a la red de alcantarillado. Se deberán detectar a su vez los pozos de visita y bocas de tormenta que será necesario renivelar.

Es conveniente aislar, de la estructura del pavimento, los pozos de visita y alcantarillas construidas para captar los escurrimientos pluviales. Para esto se construirán anillos perimetrales de concreto de 20 cm de espesor, con una profundidad igual al espesor de la losa del pavimento. Se colocará un material aislante alrededor de los anillos, con la finalidad de absorber los movimientos de la losa y de los pozos de visita, este material puede ser como el cartón asfaltado tipo FEXPAN o CELOTEX.



Detalle de junta de aislamiento de alcantarillas y pozos de visita.

ESPECIFICACIONES.

2.1 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.

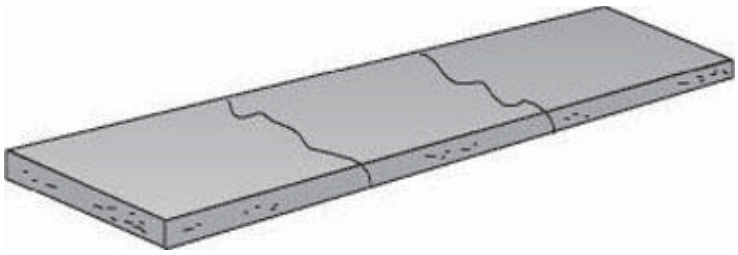
2.1.1 Agrietamiento.

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 d el día, por ejempl o, el alabeo de las lo sas en el día se presenta cuando la porción superior se encuentra a una temp eratura 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 p ropio de la losa opone resistencia al pandeo e induce esfuerzos de tensión en di rección al fondo de la losa y esfuerzos de compresión hacia la par te superior de la losa (figura 2). De noche el pat rón de esfuerzos se presenta de manera inversa, es de cir que se presentan esfuerzos de tensión hacia la parte superior de la losa y esfuerzos de compresión hacia el fondo del pavimento.

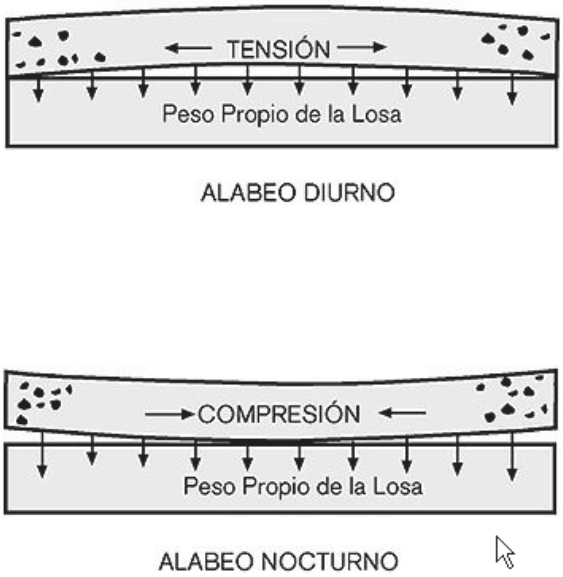


Figura 4.2-2 Alabeo de las losas de los pavimentos de concreto.

El alabeo por humedad es un factor que intenta contrarrestar el alabeo por gradientes de temperatura de día. Este pand eo por humedad es provocado por un diferencial de ella de sde 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 esfue rzos de compresión en la ba se de la losa donde contrarresta a la carga y a los esfuerzos de tensión inducidos por el alabeo de día.

Sin embargo es su mamente complicado evaluar el efecto co mbinado de los alabeo s por temperatura y los provocados por gradientes de humedad , debido a su natural contradicción. Es principal mente 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 junt as (figura b) provee u na serie de ju ntas espaciadas para controlar (ubicación y geometría) la formación de estas grietas

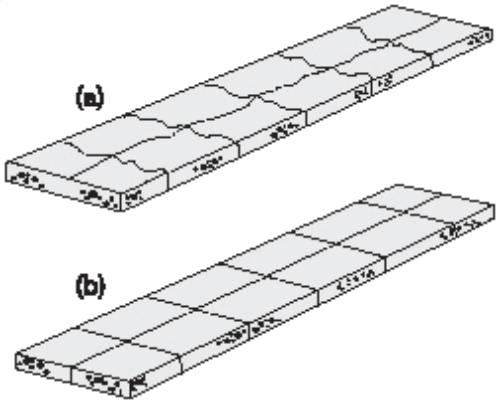


Figura (a) Patrón de agrietamiento provocado por el medio ambiente y los esfuerzos de las cargas en un pavimento de concreto sin juntas (b) Diseño adecuado de las juntas para controlar la ubicación y geometría de las grietas en un pavimento de concreto.

2.1.2 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 % efect iva si logra transfe rir la mitad de la carga apli cada al otro lado de la junta, mientras que un 0% de efectividad significa que ninguna parte de la carga es transferida a través dela junta.

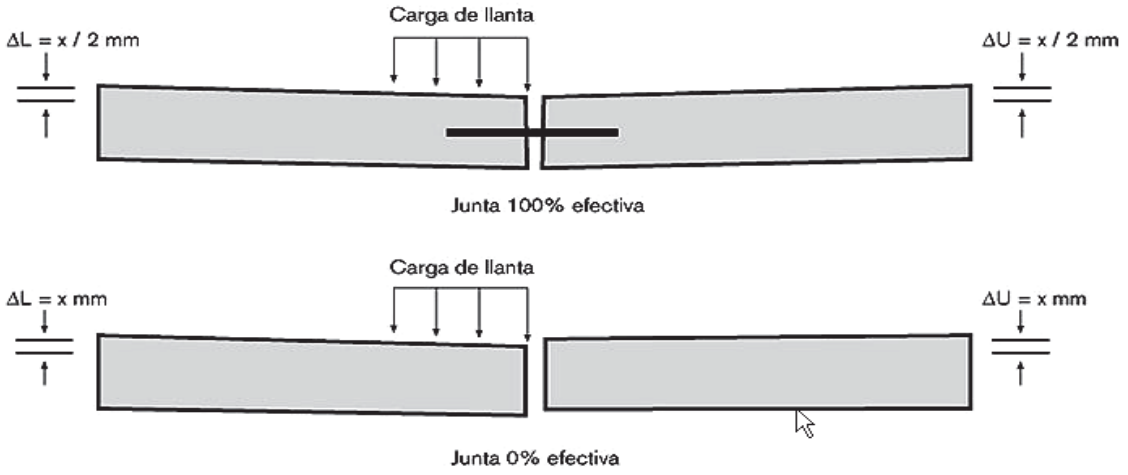


Figura 4.3-1 Eficiencia de las juntas.

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):

$$E = \frac{2\Delta_U}{\Delta L + \Delta U} 100$$

Donde:
ΔL = Deflección del lado cargado de la junta.
ΔU = Deflección del lado no cargado de la junta.

2.1.3Factores 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).

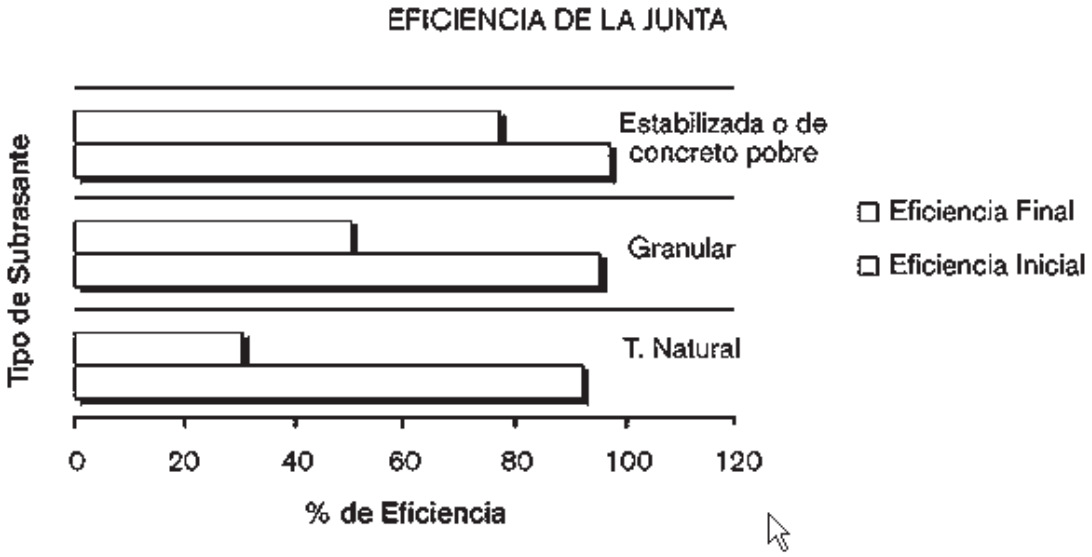


Figura 4.4-1 Eficiencia de la junta para varios tipos de terrenos de apoyo (basada en una losa de 9" de espesor después de 1 millón de aplicaciones de carga).

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 pavi mentación. 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 perdida de tran sferencia de carga ocurre más lentamente que con las bases convencionales para pavimentos.

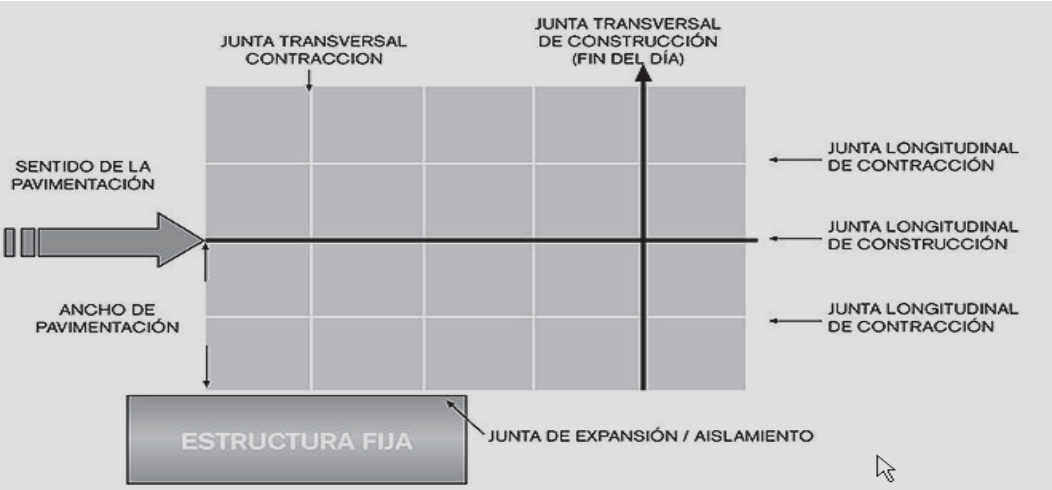


Figura 4.5-1 Croquis de los tipos de juntas en un pavi mento de concreto.

2.1.4 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 so n espaciadas para controlar el agrieta miento provocado por los efectos de las contra cciones como por lo s 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 i nterrupción a los trabajos (por ejemplo los accesos o aproches a un puente).

3. Junta Transversal de Expansión/Aislamiento:

Estas juntas son colocadas en do nde se permita el movimiento de la ca rpeta sin dañ ar 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 agriet amiento 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 Contracción.

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 p avimentos de concreto, la j unta 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:

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

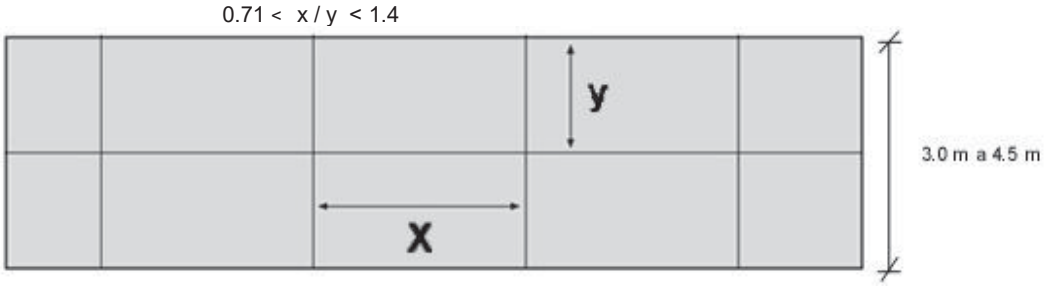
Donde:

S_{JT} = Separación de Juntas Transversales ($\leq$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 de berá 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 Construcción.

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 construídas 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.

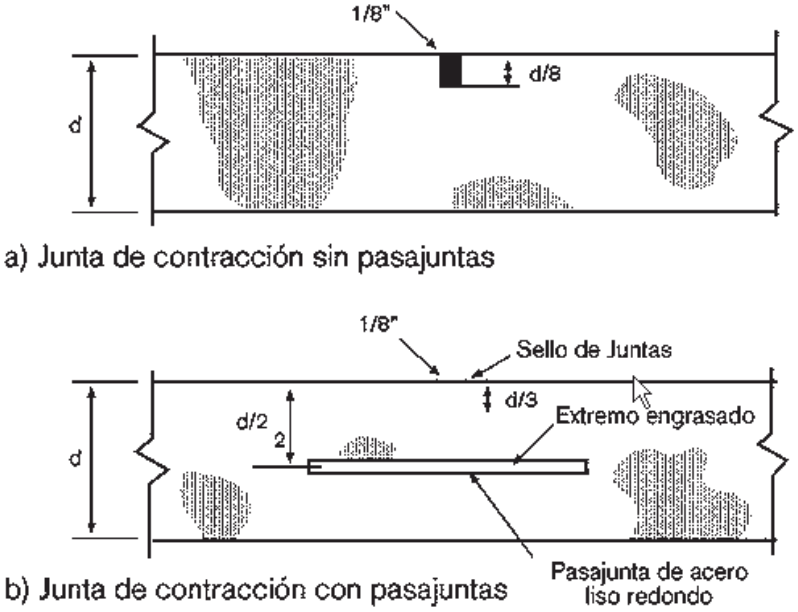


Figura 4.5-3 Sección de una junta transversal de contracción con y sin pasajuntas.

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.

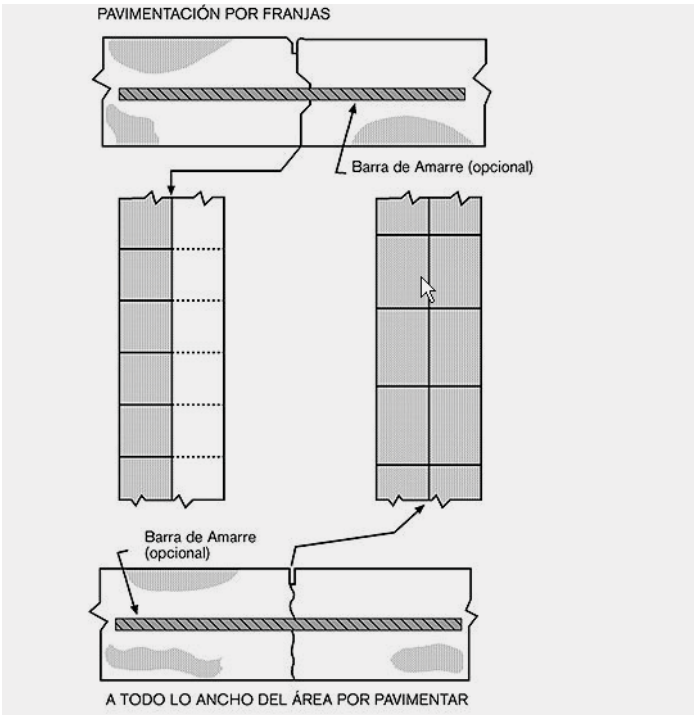


Figura 4.5-4 Secciones de juntas longitudinales, para cuando se pavimenta por franjas y a todo lo ancho del área.

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 trapezoidal con las dimensiones mostradas.

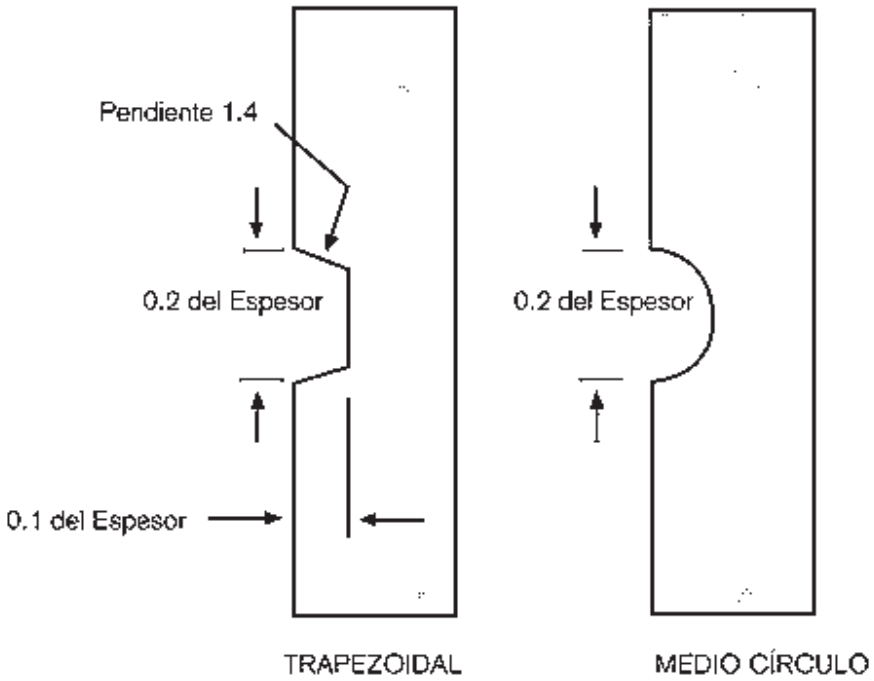


Figura 4.5-5 Secciones endientadas estándar para juntas longitudinales.

Las juntas longitudinales de contracci ón se ha cen 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 ra nura deberá ser de un tercio del espesor (D/3) y el tiempo o el moment o para hacer el corte ini cial no es tan crítico como en el caso de las juntas transversales de contracción ya que el movimiento de contracción longitudinal no e s tan grande como la transversal.

El corte de las juntas longitudinales deberá realizarse antes de 48 h oras y de que cualquier equipo pesado o vehículo circule sobre el pavimento. Sin embargo, bajo ciertas condiciones, como una fuerte caída en la t emperatura ambiente durante la p rimera o segu nda noche, se p ueden presentar agrietamientos longitudinales más temprano, por lo que es una buena práctica el realizar el corte tan pronto como se p ueda hacer. Las juntas de aislamiento y de expan sión permiten que se presenten diferenciales anticipados de movimientos verticales y hori zontales entre un pavimento y otra estructura sin dañarlos y dado que el comportamiento puede afectarse significativamente por el u so y la ubica ción 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 Expansión.

Las juntas de aislamiento y de expansió n permiten que se presenten difer enciales anticipados de movimientos verticales y horizontales entre un pavime nto y otra estructura si n dañarlos y dado que el comportamiento puede af ectarse 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 tam bién para juntas alrededor de es tructuras en el interior del pa vimento 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 $^1/_2$" 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 $^3/_4$" (20 mm.) del relleno para dejar espacio al sello de la junta.

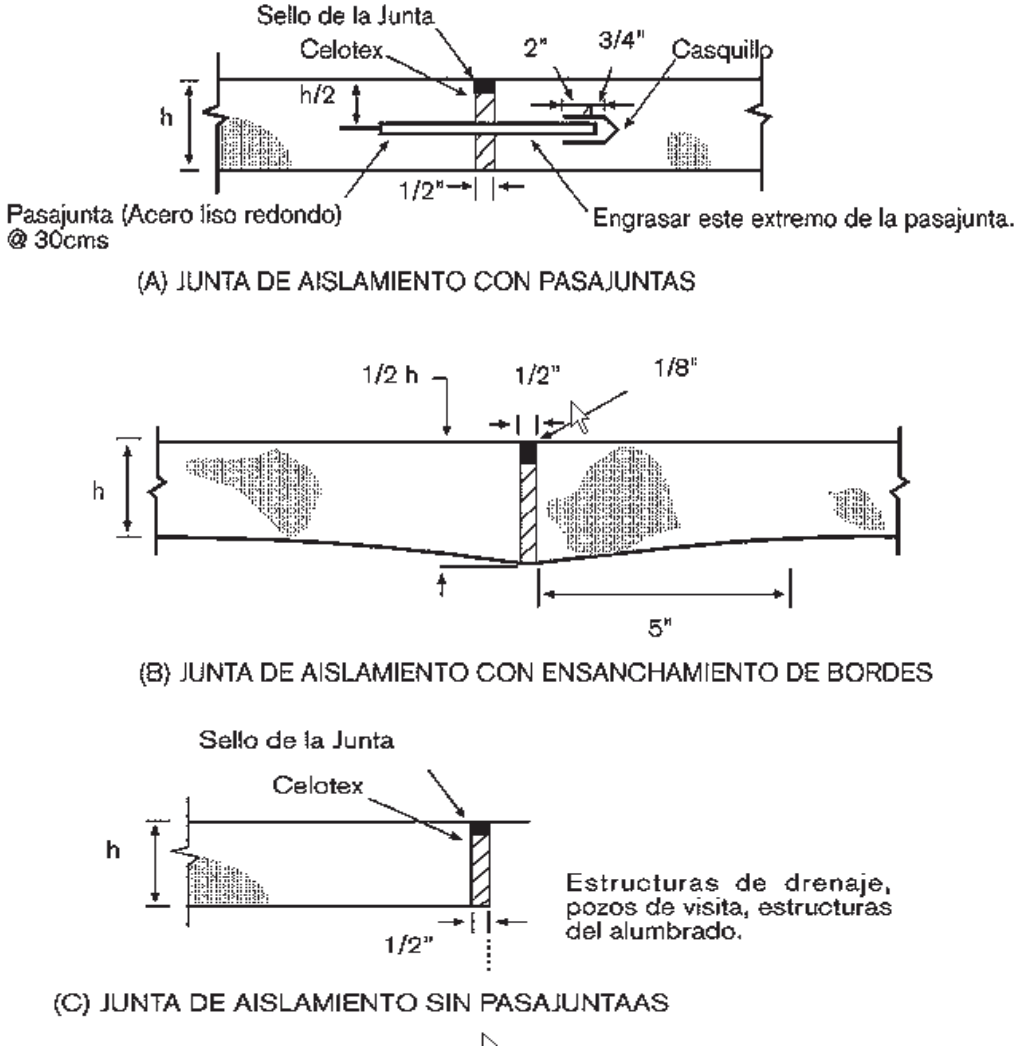


Figura 4.5-6 Secciones de Juntas de Aislamiento.

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, perdida 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.

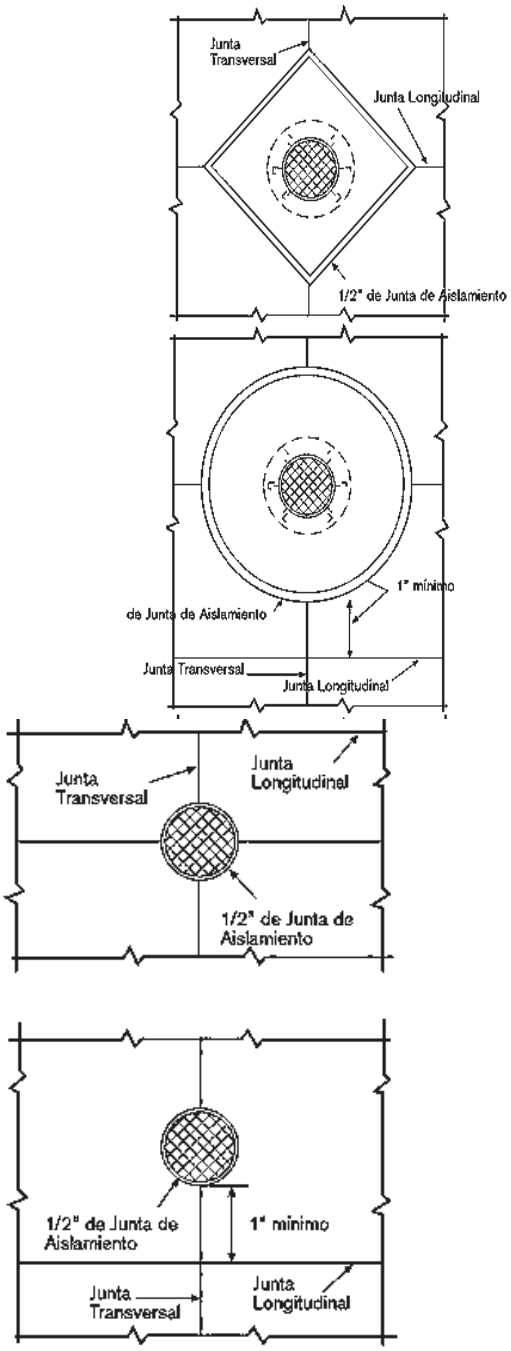
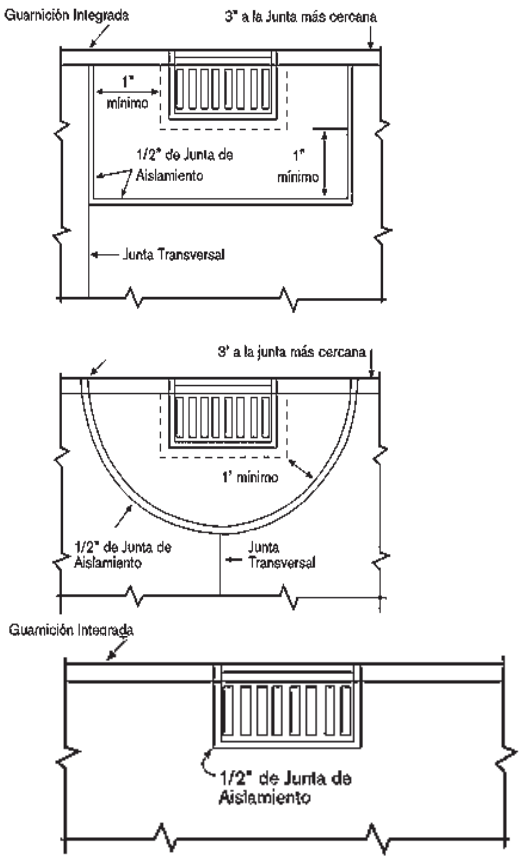


Figura 4.5-8 Alcantarillas.



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 $^1/_3$ 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.

2.1.5 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 perdida 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 superfice 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.

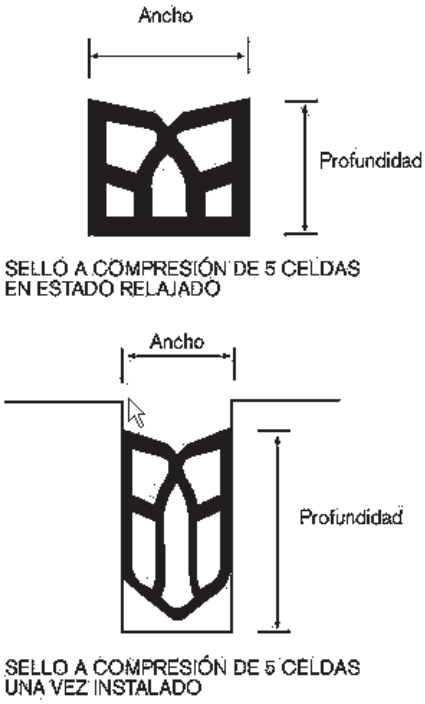


Figura 4.6-1 Sección de un sellador a compresión de cinco celdas.

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.

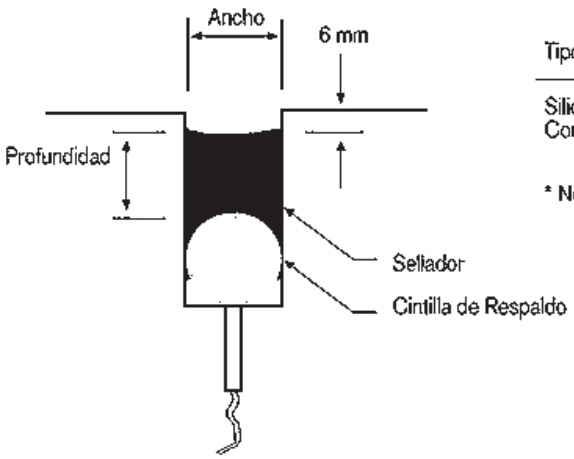
Se instalan en el depósito de la junta antes que se coloque el sello líquido, mediante una herramienta que presiona a la cintilla a la profundidad requerida para obtener el factor de forma deseado. Su diámetro deberá ser un 25% más grande que el ancho del depósito para asegurar que entre ajustado.

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 linea 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.

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



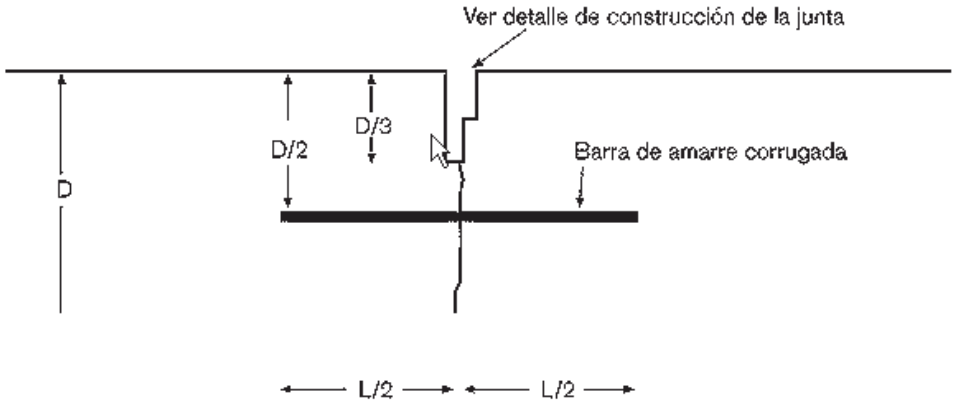
Tipo de Sellador	Factor de Forma Común
Silicón	2
Compresión	*

* 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

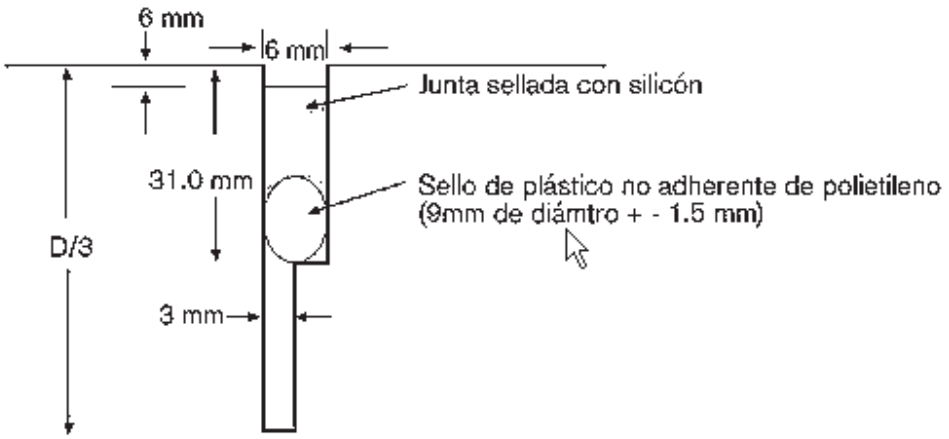


Fig 4.6-3 Corte y sellado de junta de contracción longitudinal (Con barra de amarre).

NOTA:

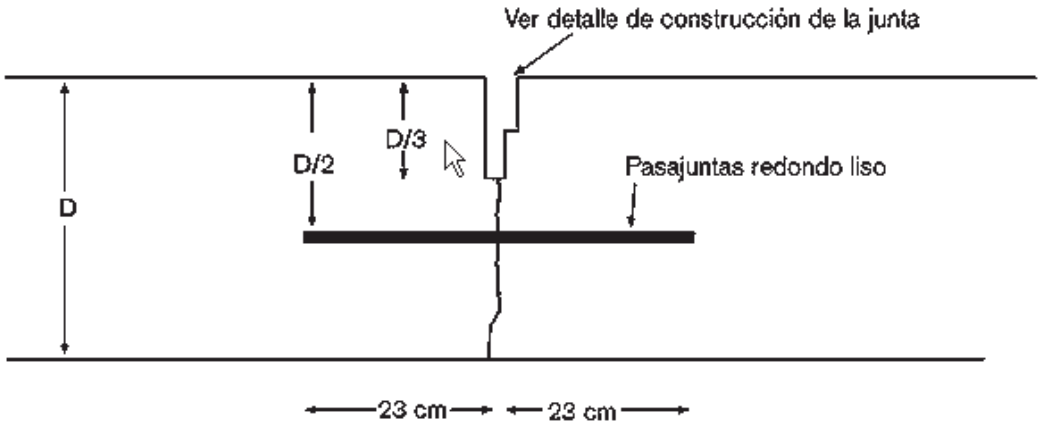
La relación ancho/profundidad del sellador de silicón deberá ser como mínimo 1:1 y como máximo 2:1. La ranura inicial de 3 mm. para debilitar la sección deberá ser hecha en el momento oportuno para evitar el agrietamiento de la losa, l a pérdida de agregados en la junta, o el despostillamiento. El corte adi cional 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



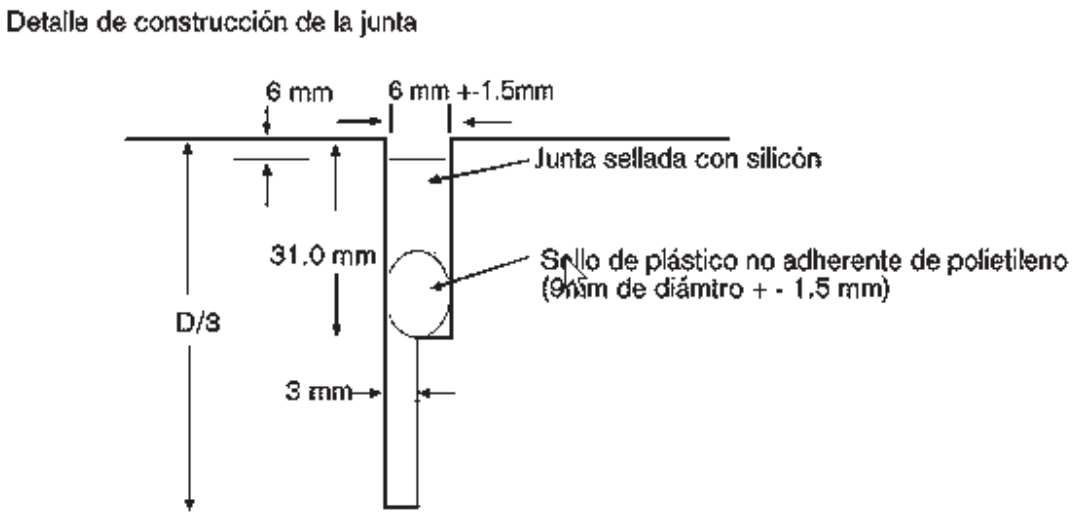
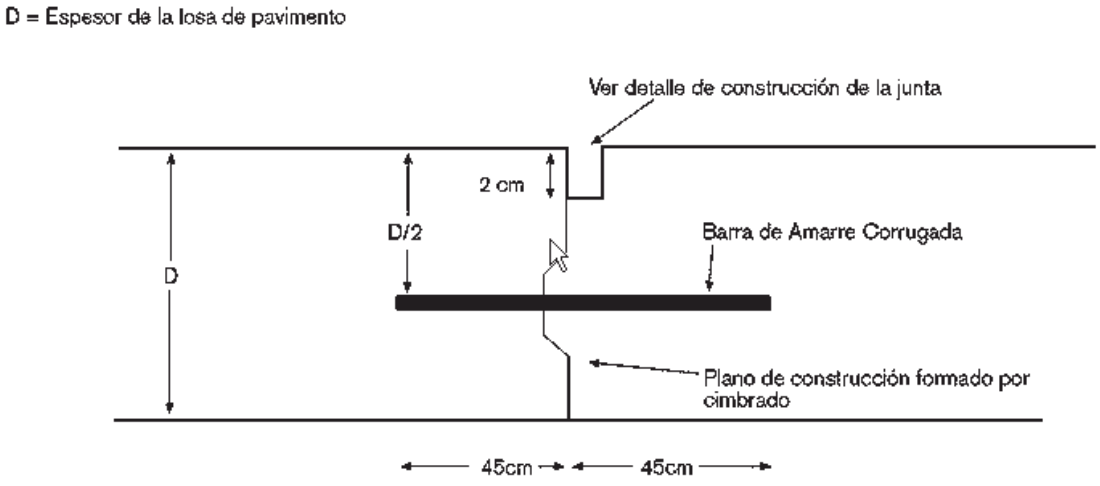


Fig 4.6-4 Corte y sellado de junta de contracción transversal (Con pasajuntas Tipo B).

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, l a pérdida de agregados en la junta, o el despostillamiento. El corte adi cional 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).



Detalle de construcción de la junta

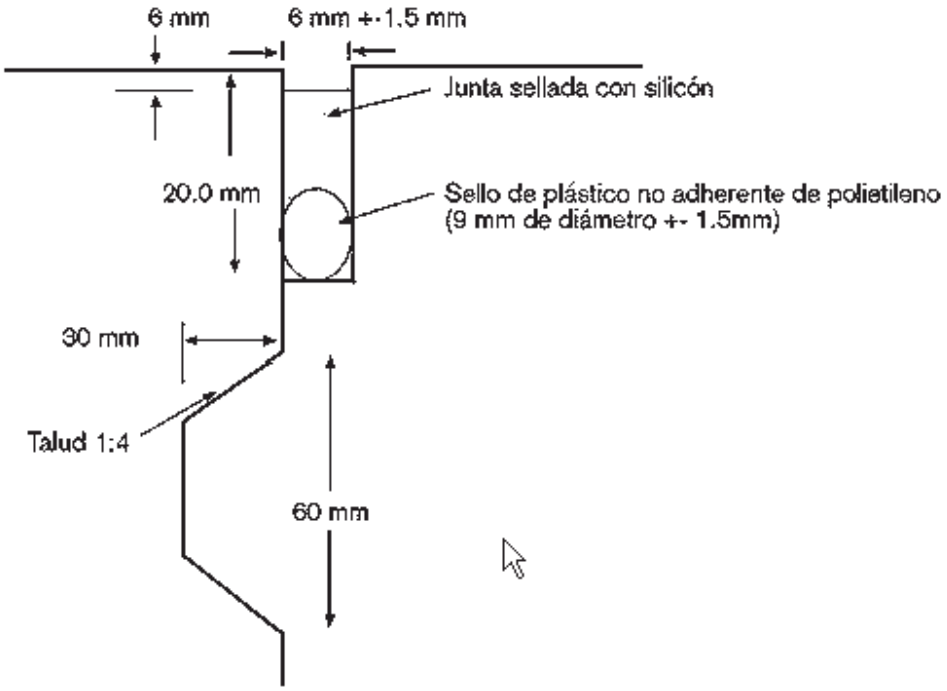
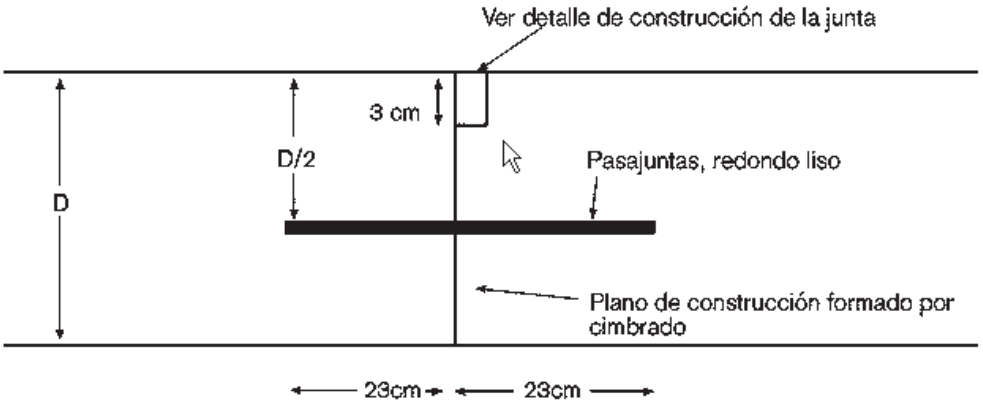


Fig 4.6- Corte y sellado de junta de contracción transversal (Con pasajuntas Tipo C).

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

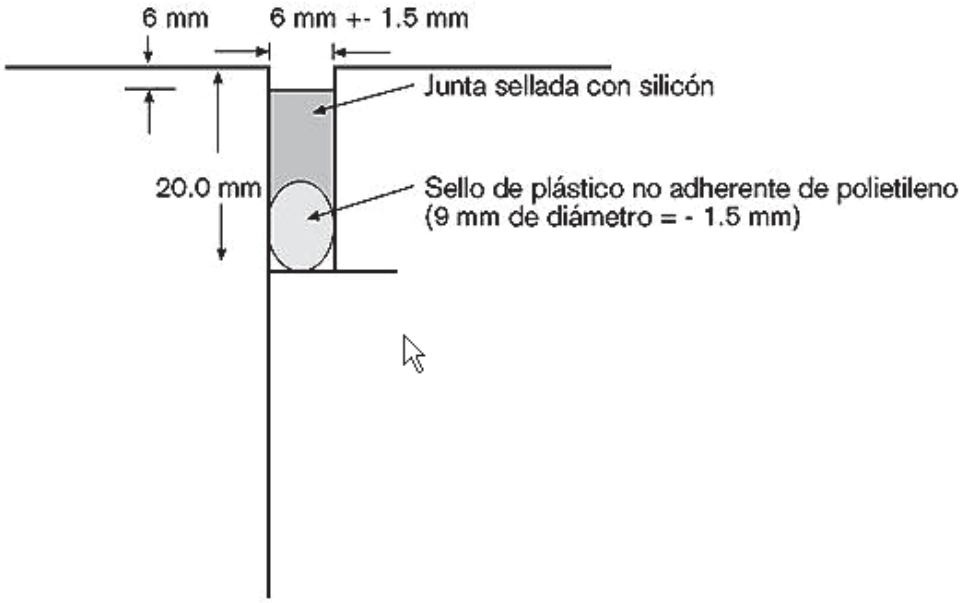
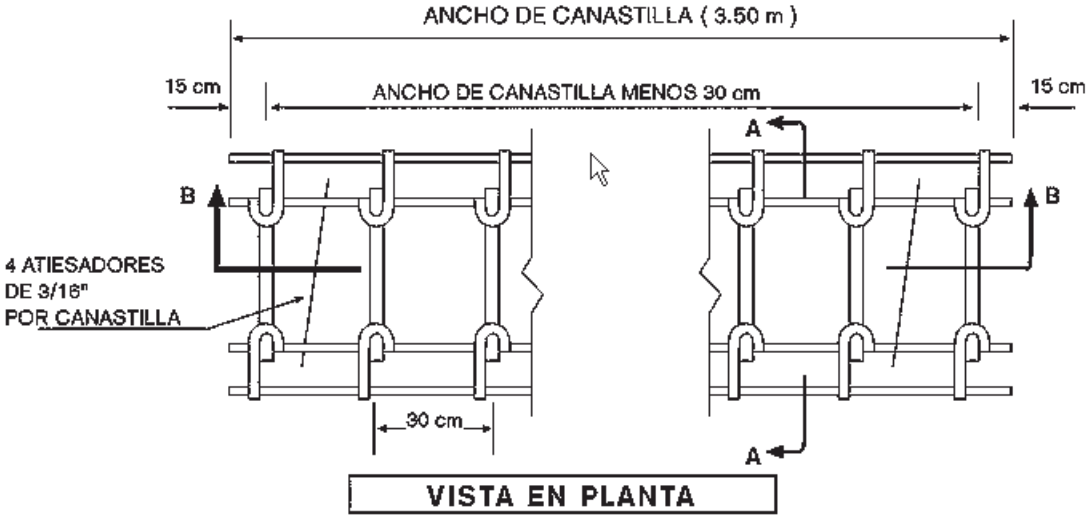


Fig 4.6-7 Corte y sellado de junta de contracción transversal de construcción (Con pasajuntas Tipo D).

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



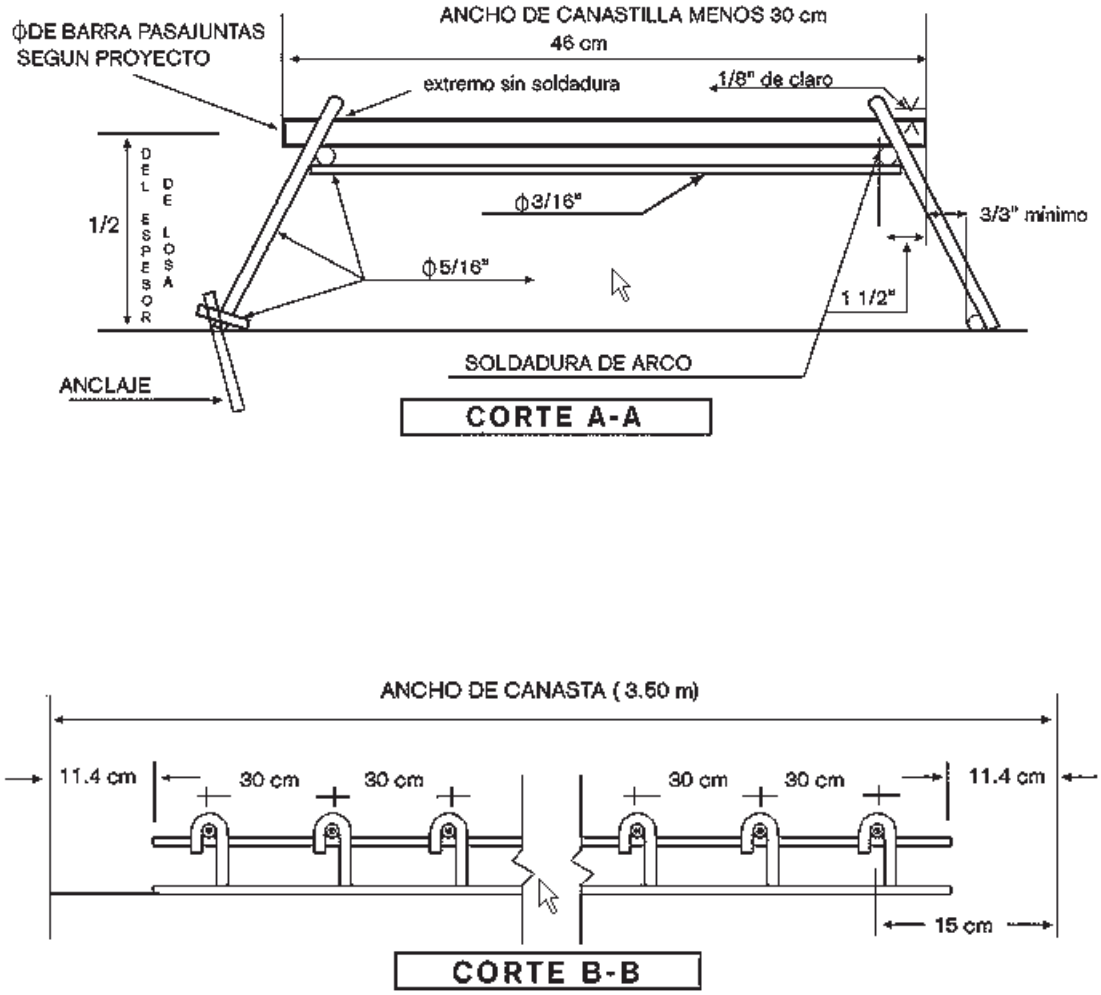


Fig 4.6-8 Canastas pasajuntas en juntas transversales de contracción.

PROCESO CONSTRUCTIVO

Las nuevas tecnologías de construcción de pavimentos rígidos se han desarrollado para cubrir diferentes necesidades y mejorar sustancialmente el comportamiento y confort de los caminos.

Estas tecnologías las podemos clasificar de la siguiente manera:

- **Pavimentación con Cimbra Deslizante.**
- **Pavimentación con Cimbra Fija.**

Ambos esquemas de pav imentación se pueden util izar indistintamente, sin embargo, es más común que las Aut opistas, Carreteras y A venidas Urbanas Impo rtantes, utilicen primordialmente la cimbra deslizante y que en p avimentos urbanos en calles se utilice con may or frecuencia la pavime ntación con cimbra fija.

3.1 PRELIMINARES.

En la construcción de pavimentos de concreto se requieren de algunas actividades previas, necesarias para el desarrollo del p royecto. Estas a ctividades se re alizan para un pavimento nuevo tanto como para una sobrecarpeta de concreto. A continuación se describen de manera breve algunas de las actividades previas a la colocación del pavimento de concreto.

3.1.1 Terracerías.

Para el caso de pavimentos nuevos, es normal que se requiera de la formación de cuerpos de terracerías como la construcción de un terraplén y capa subrasante. Estos elementos deberán apegarse a las Normas de Construcción vigentes de la Entidad Especificadora.

3.1.2Base Estabilizada con Cemento.

Sobre la capa subrasante, debidamente terminada, y según indiquen los planos del proyecto, se pod rá construir una capa de base estabil izada, del espesor indicado en planos, compactada al 100% de su PVSM. La construcción de la base estabilizada se ejecutará con las características y material es indicados en las Especificaciones para Bases. La prop orción de cemento Pórtland a utilizar deberá determinarse mediante pruebas de laboratorio, con el fin de obtener una resistencia a la compresión axial simple de 21 kg/cm2 como mínimo, a los 7 días. El porcentaje de cemento Pórtland será como mínimo 4% en peso del PVSM del material pétreo.

3.1.3 Base de Relleno Fluido.

De acuerdo con lo espec ificado en planos, en los sitios donde corresponda se colocará una base de relleno fluido de resistencia, tiempo de apertura, reveni miento y espesor especificados en planos. La colocación de la base se hace directamente del camión revolvedor sobre la subrasante, ayudando a su colocación con herramientas manuales; no

deberá ser vibrado para evitar que salga el aire incluido que tiene la mezcla, no requiere ser compactado con medios mecánicos ya que es auto compactable al 100%, así mismo no requiere de curado. Dependiendo del revenimiento especificado se requerirán cimbras para darle la forma especificada. En Rellenos Fluidos convencionales la apertura al tráfico se deberá dar hasta después de 24 horas de haberlo colocado.

3.1.4 Riego de Impregnación.

Sobre la base estabilizada debidamente terminada, superficialmente seca y barrida, se aplicará en todo el ancho de la corona y en los taludes del material, que forme dicha capa, un riego de imprimación con emulsión asfáltica catiónica de rompimiento lento o superestable a razón de 1.0 lts/m^2 aproximadamente. El producto asfáltico deberá cumplir con las Normas de Calidad establecidas por la Entidad Especificadora.

3.1.5 Bacheo de Caja.

Para la ejecución del trabajo se requieren taladros neumáticos, picos, escarificador de motoconformadora, u otro equipo apropiado para remover las capas de la estructura existente, cargador, vehículos de transporte de materiales, elementos adecuados para la compactación del fondo de la excavación y herramientas menores. La excavación deberá tener bordes verticales bien definidos, sus caras longitudinales y transversales deberán ser paralelas y perpendiculares al eje de la vía, respectivamente; su fondo deberá ser plano, uniforme y firme.

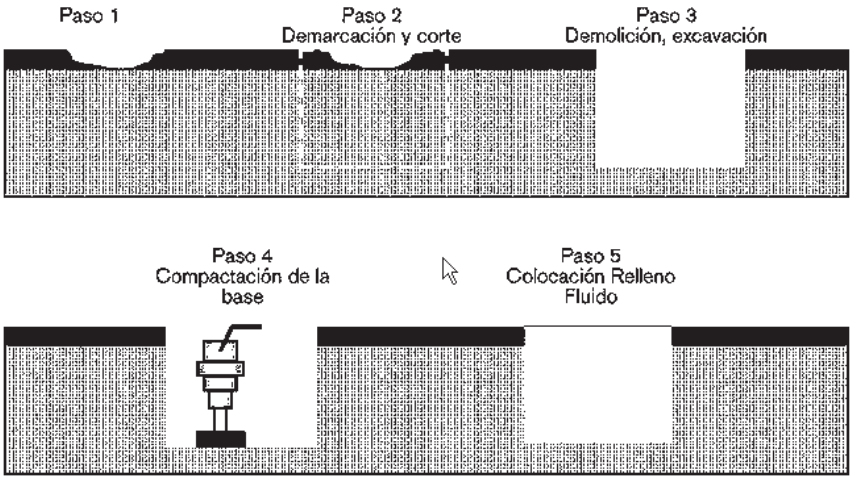
El fondo de la excavación deberá ser compactado en un espesor nominal de 15 cm., de acuerdo con los niveles de compactación que se indican a continuación. Si la superficie expuesta corresponde a una subrasante o una sub-base granular, ningún ensayo podrá dar lugar a un porcentaje de compactación inferior al noventa y cinco por ciento (95%) con respecto a la densidad máxima del ensayo proctor modificado. Cuando se trate de una capa de base granular, la exigencia se incrementará al cien por ciento (100%). Deberán retirarse todos los materiales inadecuados, los cuales deberán ser cargados en camiones cubriéndolos con lonas u otros protectores, debidamente asegurados a la carrocería y transportados a los sitios de disposición, indicados en los documentos del proyecto, o definidos por el Especificador.

Los materiales deberán disponerse de manera que cumplan todas las reglamentaciones legales vigentes al respecto, en especial las referentes a la protección del medio ambiente. Una vez terminada la compactación de la capa del fondo se deberá reponer el material desalojado con Relleno Fluido auto-compactable, con una resistencia a la compresión no menor a los 30 kg/cm^2. El relleno fluido deberá colocarse con las recomendaciones descritas anteriormente, en el tema de Bases de Relleno Fluido y se deberá rellenar con este material hasta el nivel original del pavimento existente.

El relleno fluido se podrá colocar en una sola capa. El bacheo se debe realizar en los sitios en donde existen huecos que comprometan la integridad de la base.

Con el siguiente procedimiento :

- Identificación de la falla.
- Demarcación de la caja, alrededor del bache.
- Demolición y retiro de la carpeta asfáltica, excavación y retiro del material de base, hasta encontrar material sano.
- Compactación de la base remanente.
- Colocación de Relleno Fluido hasta el nivel superior de la carpeta asfáltica.



f) Fresado de Pavimento Asfáltico.

3.1.6 Fresado de Pavimento Asfáltico.

Este trabajo consiste en la obtenci ón de un nuevo perfil longitudinal y transversal de un pavimento asfáltico existente, mediante su fresado en frío, de acuerdo con los lineamientos y dimensiones indicados en los d ocumentos del proyecto y las instru cciones de el Especificador, para lograr la colocación de un esp esor de pavimento con stante que es más fácil de cuanti ficar. El equipo para la ejecu ción de los trabajos deberá ser una máquina fresadora cuyo estado, potencia y capacidad productiva, garanticen el correcto cumplimiento del plan de trabajo. Si durante el transcurso de los trabajos el Supervisor observa deficiencias o mal funcionamiento de l a máquina, ordenará su inmediata reparaci ón o reem plazo. Inmediatamente antes de las operaciones de fresa do, la superficie de pavimento deberá encontrarse limpia y con operaciones de barrido y/o soplado que se requieran para lograr tal condi ción. El fresado se efectuará sobre el área q ue determine el Especifi cador, a temperatura ambiente y sin adición de solventes u otros productos ablandadores que puedan afectar la granulometría de los agregados o las propiedades del asfalto existent e. El espesor del mismo será el indicado en las especificaciones del p royecto. El material extraí do deberá se r transportado y acopiado en los luga res que indiquen los documentos del p royecto. Durante la manipulación del material fresado, deberá evitarse su contaminación con suelos u otros materiales extraños.

En caso de requerirse el fresado en proximidades de guarniciones y en otros sitios inaccesibles al equipo de fresado, el p avimento deberá removerse empleando otros métodos que den lugar a una superficie apropiada.

.

3.2 CIMBRA DESLIZANTE.

En pavimentos de concreto se considera el uso de la cimbra deslizante como la herramienta necesaria para la formación de una figura geométrica consolidada mediante el deslizamiento continuo de una cimbra alrededor de la masa plástica del concreto, la pavime ntadora de cimbra deslizante es la maquinaria autopropulsada en la cual va montada la cimbra. El efecto que la pavimentadora hace sobre el concreto se conoce como extrusión, el ejemplo más simple de extrusión es el re alizado sobre la pasta de dientes al salir del tu bo bajo presión, es cl aro que el material toma la forma de la boquilla la cual haría las veces de la cimbra que se desliza. La pavimentación en concreto con cimbra deslizante debe estar precedida de una planeación minuciosa de la actividad diaria, es muy importante tomar en consideración todos los aspectos que intervienen al momento de planear, para lograr proyectos exitosos. Por lo general este tipo de pavimentaciones manejan grandes volúmenes de concreto y producciones diarias que pueden variar entre los 1,500 m^3 a los 2,80 0 m^3. Esta productividad, apoyada con una bu ena planeación, ha hecho posible optimizar los re cursos y eficientar el proceso constructivo. Antes de in iciar el p roceso de elaboración de concretose deberán estudiar las características de lo s bancos de materiales disponibles en la zonapara su elaboración. Además, deberá deseleccionarse el sitio apropiado para la ubicación de la planta de mezclado central, buscando

minimizar las distancias de acarreo tanto de los agregados como del propio concreto elaborado. Dependiendo de la naturaleza y magnitud del proyecto, su ubicación y las condiciones del lugar, el concreto podrá ser elaborado en: Plantas de mezclado central y plantas dosificadoras.

3.2.1 Plantas de Mezclado Central.

Su uso en proyectos de gran magnitud es indispensable, ya que pueden producir en un período muy corto, de alrededor de 1.5 minutos, una cantidad de concreto entre los 7 m^3 y 9 m^3 de manera automatizada. Estas plantas son generalmente plantas móviles y son diseñadas para lograr un rápido montaje y desmontaje, son de fácil transporte y elaboradas con materiales de altas especificaciones para soportar la carga diaria de trabajo, además su operación es relativamente sencilla y práctica, son de fácil mantenimiento y limpieza, con accesibilidad de sus componentes para mantener una rutina diaria y continua de limpieza. Los concretos para proyectos carreteros son producidos con las características que se requieren para ser colocados en la vía, siendo solo afectados por el clima y la edad, y son transportados en camiones de volteo ó tipo "Flow Boy". Dentro de las variedades de plantas de mezclado central, encontramos plantas simples con un sistema de dosificación y una olla de mezclado o las que tienen la inclusión de un tambor premezclador anterior a la mezcladora, este recibe la dosis de materia prima mientras la olla esta descargando el concreto homogeneizado; Son también conocidas como de producción continua en una sola línea; esto implica una mayor capacidad de producción. Existen plantas de mezclado central "doble mezcladora" que cuentan con dos líneas de carga, con el fin de incrementar la producción, porque permiten hacer más eficiente el sistema de dosificación, pues mientras una mezcladora homogeniza el concreto, la segunda está siendo dosificada. Un poco más para incrementar la producción, es contar con dos sistemas de dosificación, uno para cada mezcladora, este es el caso de las plantas de doble línea de carga.

Planta de mezclado central.

Los pasos principales para la habilitación y producción en una planta de mezclado central son:

- **Selección del sitio.**
- **Cimentación de la planta.**
- **Movilización e instalación de la planta.**

Las plantas móviles son transportadas en partes, manteniendo en cada transporte una sección completa de la planta, de tal forma que la instalación se hará manteniendo un orden y secuencia. Normalmente para su instalación se debe contar con una o dos grúas de tamaño suficiente para garantizar el montaje seguro de los equipos (80 – 100 ton) y con el apoyo de personal capacitado y supervisado para hacer un trabajo seguro y estable.

Montaje de planta.

Calibración y Ajustes.

Antes de iniciar la producción de concreto se deben calibrar los elementos de medida de la planta y mantener este control periódicamente. Los elementos que se calibran son:

Básculas (carátulas y celdas mecánicas o de carga).

- Medidores de agua.
- Dosificadores de aditivos.
- Ajuste de las tolerancias de las dosis.
- Ajuste de las señales y la información entregada por las computadoras.
- Ajuste de los controles automáticos.

Caseta de control de la planta.

Alimentación de agregados.

Para la alimentación de agregados a la planta se debe contar con el número de cargadores frontales que garanticen una operación sin interrupciones, Por lo que se requerirán al menos uno o dos cargadores alimentando dos o más tipos de agregados.

Estas plantas cuentan por lo general con silos horizontales móviles de 150 toneladas de capacidad para almacenamiento de cemento a granel. La ubicación de los silos con respecto a la planta debe ser siempre lateral y buscando reducir al máximo el trabajo necesario para su alimentación a la planta, la descarga de las pipas ya sea a los silos horizontales o al silo de la planta, se hace mientras la planta esta en operación y puede haber varias pipas descargando al mismo tiempo mientras otras están esperando turno.

El agua es necesaria no solo para la mezcla de concreto sino que se requiere una cantidad para el lavado de los camiones y para la limpieza de la planta. La limpieza de los camiones es importante para evitar que el concreto se contamine y para retirar restos de concreto que se hayan quedado adheridos en la anterior descarga. Estas necesidades de la planta pueden requerir aproximadamente de 500 a 600 metros cúbicos de agua potable por día. Es fundamental tener almacenados por lo menos el 20% del consumo diario.

Silos horizontales de almacén de cemento.

Limpieza de la caja de un camión de volteo.

En la producción de concretos para pavimentos se utilizan diversos tipos de aditivos con el fin de lograr las condiciones de mezcla requeridas por el tipo de transporte y la forma de colocación con la pavimentadora. Es usual contar con depósitos móviles de aditivos fáciles de instalar y con capacidad de almacenamiento, lo suficientemente grande, para garantizar el suministro de producto.

Otros elementos que forman parte de la planta son:

- **Caseta de operación y generador de energía.**
- **Área de maniobras en el acceso, espera, carga y salida de los camiones.**
- **Almacén de insumos, almacén de refacciones y taller.**
- **Báscula (opcional).**
- **Laboratorio de planta.**
- **Área para ubicación de desperdicios.**

Tanques para depósito de aditivos.

El tráfico dentro de la planta y el que circula en dirección al frente de pavimentación, debe ser cuidadosamente analizado, para lograr completar adecuadamente el ciclo de suministro de concreto, buscando minimizar los tiempos de recorrido y garantizando la seguridad en planta. Es fundamental desarrollar los patrones de flujo de tránsito interno para todos los vehículos, en ellos se debe separar el tráfico de entrega de materiales y el de acarreo de concreto, además se deben incluir áreas de espera, zonas de lavado de camiones y estacionamientos.

Camión en espera de ser cargado.

Se deben instalar y construir todos los drenajes que permitan el correcto manejo de las aguas de lavado, limpieza, desperdicios de producción y de servicio humano así como las de lluvia.

3.2.2 Plantas Dosificadoras con Camión Revolvedor.

Camión revolvedor descargando concreto en pavimentadota.

Se recomienda su uso en proyectos de mediana y pequeña magnitud, donde los equipos de colocación no requieran de un gran volumen de concreto, pero que aseguren la calidad en la consistencia y trabajabilidad de la mezcla. El rendimiento que se puede lograr con estas plantas es de aproximadamente 40 a 50 m3 por hora. En este caso los materiales que conforman el concreto son dosificados por el operador de la planta directamente en un camión revolvedor que será el encargado de hacer el mezclado adecuado de los elementos para la elaboración del concreto. A este tipo de concreto también se le conoce como Concreto Premezclado y permite producir concretos para pavimentos de alta calidad, que garantizan un rendimiento constante y de buena calidad. También hay estas plantas del tipo móvil, que se pueden transportar y montar fácilmente para cumplir las necesidades de un proyecto en particular.

3.3. PROCESO DE PAVIMENTACIÓN.

3.3.1 Tendido de línea guía.

Con la información del cadenamiento y cotas de los puntos que sirven para la lo calización de las barras de soporte d e la línea, se procede a colocar cada barra o "pin" en su sit io correspondiente. Estos puntos físicos están marcados con elementos como clavos me tálicos en trozos de madera y pintados para su fácil reconocimiento, a una distancia de 150 cm del borde de la losa. La barra o " pin" debe quedar a una distancia aproximada de 25 cm del punto p royectado y debe estar cl avada lo suficiente dentro de la base para garantizar la estabilidad de la línea ante el paso de la pavimentadora, la texturizadora y el personal de obra. Esta barra o "pin" debe ser m etálica y rígida para soportar los gol pes de martillo y el uso prolongado en la obra. La línea que une todos los "pines" se conoce como línea de "pines", la distancia entre estos en un trazo plano debe ser entre 8 y 10 metros, en curvas horizontales o verticales se deben colocar más próximos, con una separación máxima de 5.0 m.

La separación de los "pines" no debe ser igual que la de los sensores de altura de la máquina, esto para reducir la sincronización de los movimientos en altura de la pavimentadora. Con el fin de tener mayo r precisión en el perfil y en los espesores, es importante tener líneas guías a ambos lados de la pavimentadora.

Después de localizadas todas las barras o "pines" se procede a colocar los brazos que soportan la línea guía, e stos brazos son metáli cos, con la forma ade cuada para n o interrumpir el t ránsito libre de los sensores de la pavime ntadora y la te xturizadora sobre la línea guía, también debe contar con el mecanismo para ajuste de altura sobre l a barra y de prolongación, para aj ustar la distancia de lalínea respecto de la barra y permitir localizarla sobre el punto correcto. Los brazos tienen la posibilidad de asegurar l a línea guía para que ésta no se suelte al paso de los sensores o por el movimiento del personal cercano.

Los hilos o cuerdas de la línea pueden ser de alambre, cable, nylon tejido, cuerda de poliestireno o cualquier otro material similar, por un lado d eben ser suficientemente fuertes como para re sistir la tensión a que se someten y deb en ser livianos para que no muevan el alineamiento. La razón de la tensión es reducir las catenarias entre apoyos, el tensionamiento se realiza manualmente o con la ayuda de un carrete metálico que se monta sobre barras o "pines" y d ebe hacerse antes d e insertar o montar el hilo en los soportes, a fin de garantizar una tensión uniforme. Es importante usar elementos de seguridad ante posibles rompimientos de la cuerda o hilo, ya que no rmalmente los b razos metálicos traen rebab as, que e s conveniente limar e n los pu ntos de in serción del cable. Si una cuerda se rompe, es señal de que debe ser cambiada, no añadida.

Tensionamiento de línea guía.

Es importante aclarar que la varilla del sensor de dirección de la máquina, corre contra el interior del a línea guía y la varilla del sensor de altura o elevación corre por abajo, esto para que no haya elementos que desvíen ninguna de las varillas, excepto l a misma línea, por otro lado las varillas no deben flexionarla en forma notoria. La longitud de la cuerda que se tensiona no debe ser mayor a 200 metros para reducir errores, el traslape de las cuerdas se debe hacer en una longitud de por lo menos 20 metros.

Ajuste de altura.

Una vez tensionada la cuerda o hilo e insertada en el brazo soporte se procede a plomar su punto de contacto con el brazo en el punto físico dado por topografía, esta actividad se inicia soltando las tuercas de ajuste del brazo al "pin" y mediante una plomada de mamp ostería o un nivel de burbuja se determi na el punto al cual debe quedar, para fijar las tuercas.

Plomada en línea guía.

El ajuste en altura se puede realizar simultáneamente y con los datos entregados por la comisión o pográfica, soltando la tuerca de ajuste en altura; con ayuda del nivel de burbuja y un flexómetro se determina la altura de cada punto.

Una vez que se tiene instalada la línea guía debe ser verificada visualmente, cualquier duda debe ser verificada y todo error corregido con topografía.

Sensores en los equipos.

3.3.2 Preparación de Equipos.

Todos los eq uipos que pa rticipan en el tirado o ex tendido del concreto deben ser proba dos en vacío, antes de iniciar la recepción del concreto. En el caso de la pavimentadora, deben activarse sus sistemas hidráulicos, tanto motrices como de transporte, compactación y vibrado del concreto, detectando fugas y conductos en mal estado, enfatizando en la re spuesta a las indicaciones de los sensores, tanto e n altura como en dirección. Es muy importante prevenir la acción de fragmentos de concreto que no hayan sid o eliminados en la limpie za diaria y que ob staculicen el desplazamiento de algunas de las p artes de la pavimentadora, se recomienda que la pavimentadora cuente con un sistema neumático que permita el uso de pistolas rompedoras de concreto, para facilitar la limpieza y suministro de agua a presión, de igual forma, debe revisarse l a calidad de elem entos de ac abado del concreto, para verificar el tipo de acabado que pueden ofrecer tanto en textura como en u niformidad. Es muy import ante conocer que el perfil de la vía obtenido por la pavimentadora, será el definitivo para el proyecto.

Limpieza de los Equipos.

Los vibradores deben estar correctamente localizados, respetando el área frente a cada vibrador o zona de influencia entregado por el fabricante y ajustado de acuerdo a la cabeza hidrostática proyectada en la colo cación y el tipo de concreto a colocar, esto ultimo solo influirá de acuerdo a l a experiencia del operario o el con structor con mezclas similares.

La apariencia de un vibrad or en mal estad o es diferente a la de sus veci nos, la alta temperatura alcanzada por el aceite en el interior de un vibrador defectuoso provoca cambios en el aspecto externo. De igual forma se deben identificar fugas de aceite en

sus mangueras o uniones. Un vibrador en mal estado definitivamente debe cambiarse, no se debe permitir pavimentar con vibradores defectuosos.

Otros vibradores presentes en la pavimentadora son los vibradores de piso, estos van localizados sobre las placas metálicas (float-pan) que se instalan a la salida del concreto de la placa de extrusado o profile-pan, estos vibradores y las placas que conforman el float-pan deben revisarse tanto en su estado como en su limpieza para garantizar un buen acabado del pavimento.

El float pan igualmente debe tener la posibilidad de dar el bombeo de la vía, su sistema de soporte para que quede "flotando" y el ajuste hidráulico para las pendientes debe ser igualmente revisado.

El dispositivo para formar la corona o bombeo de la carretera se debe probar en todo su conjunto, aunque no todos los proyectos lo requieran, tanto la formación del bombeo al a entrada (en el strike off) como en la placa de extrusado y en las indicaciones que el operador de la máquina recibe de la localización de estos elementos. En la sección de la placa o molde de extrusado (profile-pan), el ajuste se hace liberando cada tuerca de fijación de las planchas de extrusado y alineándolas de acuerdo a la pendiente o pendientes transversales requeridas para una sección, esta alineación se puede hacer mediante un ajuste hidráulico que poseen algunas máquinas o manualmente si no se cuenta con él, y alineando con la ayuda de un hilo o lamina metálica recta, finalmente se asegura todo el sistema.

Se debe recordar que en caso de coronas o bombeos de la losa, otros elementos deben ser ajustados para dar la forma, entre estos se encuentran los vibradores y el tornillo repartidor, este último no tiene ajuste pero se recortan la longitud de los pasos centrales.

El mecanismo hidráulico de ajuste es fundamental para dar la forma correcta en tramos de transición de recto, con doble pendiente, a curvo con una sola y en este sentido debe haber un apoyo continuo de la comisión topográfica del proyecto.

Posteriormente se encuentra el final finisher o llana metálica de la pavimentadora, su revisión se hace por la calidad del movimiento en zig zag y el estado de la superficie. Este es un elemento que da un buen acabado siempre que se encuentre en perfecto estado, y el concreto sea muy homogéneo. La decisión de utilizar esta llana ó de dejarle todo el trabajo a los llanas manuales se debe tomar en los primeros metros de pavimento.

Pavimento con bombeo al centro.

Llana oscilatoria final.

En cuanto a los sensores, hay que tener en cuenta que existen muchos tipos de sensores y aunque los más usados en pavimentos son los hidráulicos, existen también eléctricos, láser y sónicos. Cada tipo de sensor debe ser usado e instalado de acuerdo a las recomendaciones del fabricante y por personal de experiencia. Normalmente las pavimentadoras usan cuatro sensores de altura, aunque algunas solo usan dos, con cuatro se puede tener un mayor control del espesor de la losa, sin embargo con dos sensores y un excelente trabajo de topografía y perfilado de la rasante, se pueden lograr muy buenos resultados.

Los sensores de altura están localizados adelante y atrás de la maquina y haciendo contacto en cada extremo con la línea guia. En este caso es importante notar que algunas pavimentadoras traen los sensores traseros unos metros atrás de profile pan o molde de extrusion y en caso de curvas verticales cerradas, se corre riesgo de una variación fuerte del espesor de la losa.

Las varillas de los sensores de altura deben fijarse tan cerca de la horizontal como sea posible y a la misma di stancia del equipo a la lí nea guía, normalmente entre 20 y 25 cm. La presión de la varilla a la línea guí a se podrá ajustar cuando sea necesario durante la pavimentación, el sensor tiene o debe tener una contrabalanza a fin de ajustar la presión y, con esta, y el ajuste del tornillo amortiguador se controla la "sensibilidad" del sensor, con el fin de reducir los movimientos bruscos y continuos.

La separación de los pines de la línea guía no debe corresponder a la separación entre sensores, con esto se logrará que los dos sensores no estén al mismo tiempo en valles o en picos de las catenarias, formadas en la línea guía, y mejorar así el perfil de la vía.

En cuanto a la texturi zadora se debe probar l a respuesta de los sensores a las variaciones de la línea guía, el estado de los elementos de texturizado (tanto yute como peine de cerdas metálicas o plásticas según sea el proyecto) y el estado de los orificios de las espreas o aspersores de membrana de curado, también el estado del deposito de membrana y de los tubos conductores.

Otros equipos que deben ser probados son las cortadoras de discos para el concreto y los reflectores de emergencia. En algunos proyectos se cuenta con equipos esparcidores o colocadores del concreto, para facilitar la labor de la pavimentadora y lograr un mayor rendimiento.

Equipo Colocador de Concreto MTP-400.

Cortadoras de Concreto.

3.3.3 Inicio de los Trabajos.

Antes de iniciar la jornada de pavimentación deben revisarse todas las medidas de seguridad y tomar todas las precauciones para el personal de la obra.

Para iniciar se deberán revisar los siguientes puntos:

- Revisión de todo el equipo involucrado en la pavimentación.
- Que se cuente con una distancia aceptable de tramo a pavimentar.
- Disponibilidad de materiales, tanto en volumen como en calidad.
- Reservas en almacén y en obra.
- Equipos de ensayo en buen estado y con personal disponible.
- Herramientas necesarias para la colocación del concreto:
    - flotadores manuales.
    - aspersores.
    - vibradores manuales.
- Comunicación por radio entre el frente de trabajo y planta.
- Equipo y agua suficiente para humedecer la rasante.
- Colocación de la línea guía.
- Verificar la junta fría y la correcta colocación de las pasajuntas.
- Revisar el pronostico del tiempo.

Es importante tener la base, o rasante, saturada para recibir el concreto, las bases con falta de agua pueden absorber agua del concreto y reducir la hidratación del cemento ocasionando bajas resistencias.

3.3.4 Pavimentación con Cimbra Deslizante.

Proceso de Pavimentación.

Las pavimentadoras modernas cuentan con un mecanismo para manejo del concreto, este se puede dividir en recepción y acomodamiento, vibrado y compactación, y perfilado o extrusado. La distribución del concreto al frente de la pavimentadora es el primer contacto entre el concreto y esta, y se logra mediante un tornillo sinfín o gusano que, controlado por el operador, permite transportar el concreto en el frente de la máquina para repartirlo y dosificarlo hacia los lados de la maquina, este trabajo es complementado posteriormente por el "tamper bar".

Algunas pavimentadoras cuentan con un receptáculo entre el gusano y el panel o plancha de cimbrado, donde están los vibradores, que se denomina caja de vibradores o de lechada. Esta caja esta cerrada frontalmente por el strike-off y, eventualmente, la viga estructural o chasis de la maquina. En las máquinas que cuentan con caja de lechada está, inmediatamente después del tornillo repartidor, una lámina metálica horizontal o strike-off que sube o baja de acuerdo a las indicaciones del operador para ampliar o reducir la cabeza estática del concreto dentro de la máquina, y que se antepone a la viga frontal estructural. El strike-off debe ser ajustado a las condiciones de pendiente transversal de la vía, bombeo o corona.

Pavimentadora de cimbra deslizante.

En las pavimentadoras de cimbra deslizante encontramos dos tipos de vibradores, los primeros, o internos, se localizan en la caja de vibradores o de lechada, los segundos, o vibradores de piso, se usan para mejorar el acabado.

En las pavimentadoras que no cuentan con caja de lechada están los vibradores inmediatamente después del tornillo repartidor y antes del molde o placa extrusora.

En las zonas adyacentes a los vibradores excéntricos internos, o zona de influencia de los vibradores se produce la energización, esto es, la movilización de las partículas del concreto, las burbujas de agua y aire suben a la superficie explotan y el volumen de la mezcla se reduce, facilitando su entrada al panel de extrusado. Los vibradores tienen dos funciones, consolidar el concreto y hacerlo fluido para que pase por el molde o caja extrusora. Físicamente, el efecto deseado es lograr la frecuencia de resonancia de las partículas dentro de la mezcla, o sea que se exciten y se junten logrando eliminación de vacíos. Esta frecuencia es diferente para cada tamaño de partícula y diferente para cada gradación en particular y del diseño de la mezcla.

Un vibrador es un émbolo que gira en el interior de un tubo o cubierta, el émbolo está apoyado en el extremo del que se produce el giro, quedando el otro extremo o cabeza libre, el giro libre de la cabeza (envuelto en aceite) produce la vibración. La energía transmitida por el vibrador (fuerza centrifuga) es directamente proporcional al peso de la cabeza y a la velocidad de rotación, la velocidad es la única variable que se puede controlar y se hace variando la velocidad de giro del motor del vibrador, esta velocidad se mide en VPM y se controla desde el puesto de mando de la pavimentadora. En general la energía requerida varía entre 7.000 y 9.000 VPM.

Con la variación de la energía transmitida por el vibrador varía la zona de influencia.

Otras variables que afectan esta zona son:

- La velocidad de la pavimentadora.
- La calidad del montaje aislado del vibrador.
- Las distancias entre la cabeza y el punto de aseguramiento al tubo soporte.

- La separación de los vibradores debe hacerse de tal forma que haya un pequeño traslape de las zonas de influencia, el posicionamiento de los vibradores en el tubo soporte debe hacerse de acuerdo a las recomendaciones de los fabricantes y de la experiencia con el tipo de mezcla a usar.

La distancia de traslape entre las zonas de influencia es normalmente de 50 a 75 mm, no traslapar implica segregar la mezcla. Debe tenerse especial cuidado con el vibrado en el borde de la losa.
Cualquier falla en un vibrador se manifestará inmediatamente en el aspecto de la losa de concreto, en este caso debe apoyarse en vibradores manuales y ampliando la zona de influencia de los adyacentes.

El vibrado no es la solución para todos los problemas de la mezcla e incluso pueden ser causa de problemas en la mezcla, excesiva vibración causara segregación y reducción del contenido de aire, poca vibración causara un mal acabado y un volumen alto de vacíos reduciendo su resistencia.

En este mismo receptáculo se encuentra el tamper-bar, barra o cuchilla compactadora, característico solo de algunas pavimentadoras, que se usa para profundizar fragmentos de grava que hayan quedado expuestos superficialmente, aunque para algunos fabricantes su función es mantener el movimiento dentro de la caja de vibradores y de esta forma mantener un flujo continuo y no se pegue a las paredes.

Finalmente encontramos la placa extrusora del concreto (Profile pan), en la cual el concreto toma la forma de la losa, en esta sección es importante el perfecto alineamiento de las planchas que la conforman y el perfecto estado, libre de abolladuras o deformaciones que incidan en el perfil, por insignificantes que parezcan.

La cimbra deslizante de la máquina se encuentra en los lados, misma que los elementos superiores confina al concreto. Se puede dividir en dos secciones, una que confina el concreto para lograr que el gusano lo pueda esparcir y otra que va desde el strike-off hasta la salida posterior del concreto. La primera normalmente va siendo arrastrada sobre la base o puede ser de altura variable según la variación del perfil del suelo; La segunda puede ser completamente levantada para facilitar su limpieza y puede ser ajustada mediante pernos para mejorar la acción de los vibradores laterales y permitir un hombro de losa con un mejor terminado.

El resultado de un buen trabajo con el equipo de cimbra deslizante es una forma geométrica y superficie uniforme tanto en las dimensión horizontal como en la vertical, para esto es fundamental un suministro continuo y homogéneo del concreto y lograr movimientos uniformes de la máquina.

Pavimento terminado después del paso de la máquina.

Las pasajuntas pueden ser colocados con su montaje en canastas metálicas que garanticen su correcta disposición en la losa de concreto y que permitan un libre movimiento de las losas de concreto o pueden insertarse mediante elementos mecánicos que aseguren su correcta posición.

Pasajuntas colocadas manualmente.

Las pasajuntas deben haber sido bañadas con grasa, diesel o pintura para evitar que se adhieran al concreto. La canasta se debe colocar en el lugar indicado por la comisión de tendido de la línea guía y debe ser fijada a la base mediante pernos de fijación, bien sea con ayuda de pistola de impacto o mediante golpes de martillo, también se pueden usar ganchos metálicos o laminas y clavos.

Es importante garantizar la correcta fijación de la canasta y evitar su movimiento ante la presión de la máquina, si la canasta se m ueve al mome nto de colocar el co ncreto, la losa no tendrá l a libertad para moverse longitudinalmente, lo q ue puede ocasionar fisuramientos y fracturas de los bo rdes de la misma. Los insertadores automáticos de barras hacen el trabajo completo de localización de barras después del vibrado y antes d e que se le d é el a cabado a la lo sa, reduciendo costos al eliminar el esqueleto de la canasta y evitando el riesgo de su movimiento por la presión de la pavimentadora.

Colocación Automática de Pasajuntas, dispositivo DBI.

Es importante la labor de dirección del jefe de pavimentación y su continua comunicación con el operador de la pavimentadora, para lograr una buena repartición del concreto y un movimiento mínimo de las canastas pasajuntas. En esta tarea juega un papel muy importante la la bor de los coordinadores de descarga y de colocación de canastas, y sus indicaciones deben ser conocidas por todos los conductores y personal que se localice en este sector y supervisadas por el operador de la pavimentadora y el jefe de pavimentación.

La seguridad se impondrá en todo momento, es prudente considerar alarmas de retroceso, procedimiento de desca rga (orden de entrada, salida y seña les para av ance y para do) y control del trafico para la entrada y salida de camiones de vías transitadas al sector de carga entre otros.

Cuando se tiene tirada y posicionada la línea guia en una longitud importante al frente de la pavimentadora, esta se puede soltar de los brazos en un tramo de 50 metros y tenerla en el piso sin distensionarla, asegurada por dos elementos pesados (grupo de barras de am arre), para facilitar la entrada y salida de los camiones al tramo.

Las operaciones de pavimentación del día se deben iniciar con la producción de dos o tres bachadas, que por el tipo de equipos usados en estos proyectos corresponden a dos o tres camiones. El concreto de estos camiones debe ser revisado por el laboratorio con las pruebas de revenimiento, contenido de aire y peso volumétrico para ser enviados a la obra, en este momento se inicia la labor de pavimentación propiamente dicha, es decir, se continúa produciendo concreto y enviándolo al frente de pavimentación.

Equipos de Laboratorio.

Descarga al frente de la pavimentadora.

Bachada colocada en camión.

El concreto, una vez q ue llega al frente de pavimentación, debe ser revisado, primeramente por el j efe de pavimentación, para determinar rápidamente si se puede descargar y, de ser a sí, una vez de scargado, deberán ser revisado por el laboratorio, de esta forma se determina la pérdida de trabaja bilidad que ha sufrido el co ncreto durante el viaje y se p rocede a aju star la producción de la planta.

La uniformidad es el factor mas importante para obtener un buen trabajo, si no se cumple la uniformidad en todas las fases, se dificultará obtener un buen perfil.

La distancia de la planta de producción al sitio de colocación es un factor que determina una entrega oportuna de co ncreto a la pavimentadora. El tiempo de viaje hacia y desd e la entreg a del concreto se determina también por las condiciones del trafico y del estado de la vía y esto debe tenerse en cuenta para ajustar el numero de unidades de transporte.

Es práctica común que los primeros viajes de concreto, este se envíe ligeramente alto en revenimiento para d espués ir re duciéndolo. Este concreto que se co noce como concreto de carga de la pavimentadora se puede enviar con 8 cm para ajustar en 6 ó 5 cm, con el fi n de sobreponerse a pérdidas de trabajabilidad mayores a las esperadas y es válido si se tiene en cuenta que es concreto que será prácticamente colocado a mano pues la máqui na no ha bría podido ll enar sus cimbras completamente y es necesario llevar concreto en un cargador para completar el faltante.

Como los dos o tre s primeros viajes normalmente no so n suficientes para llenar las cimbras y caja s de la pavimentadora, y lograr una carga hidrostática dentro de la máquina, es conveniente contar con una cargador o retroexcavadora para introducir y repartir el concreto frente al gusano de la pavimentadora.

Los puntos a cuidar en esta etapa son:

- Controlar la trabajabilidad de la mezcla.
- Mantener la relación Agua / Cemento de diseño.
- Ajustar los volúmenes suministrados en cada viaje.
- Verificar el espesor colocado.
- Evaluar la calidad de la superficie dejada por la pavimentadora.
- Ajustar la velocidad de avance del tren con respecto al suministro de concreto (recordar que los equipos de pavimentación en lo posible no deben parar).
- Iniciar la rutina de calculo de rendimiento.

Las barras de amarre prácticamente se instalan en todas las juntas longitudinales, la altura de colocación es a la mitad del espesor de l a losa incluso en las juntas machimbradas. En construcción con cimbra deslizante estas barras pueden ser colocadas mediante extensiones ó silleta s antes de la colocación del con creto o bien insertadas en el con creto en estado plá stico con un in sertador automático.

Barras de amarre colocadas sobre la base.

Los insertadores automáticos de barras de amarre vienen acondicionados en la parte posterior de la pavimentadora, requieren de una placa flotante que borre la huella de la inserción, cuando el insertador esta en el centro d e la losa y el p avimento tiene bombeo, esta pl aca flotante de be tener la forma para no dañar el ángulo del bombeo.

Insertador automático de barras de amarre.

Las barras de amarre que se utilizan para las juntas longitudinales de carriles adicionales o sobreanchos, normalmente se instalan con insertadores laterales automáticos o manuales; se acostumbra colocar las barras dobladas para ser enderezadas una vez que el concreto esté endurecido.

También se pueden colocar estas barras manualmente a la sali da de la pavi mentadora, obviamente previniendo al personal de posibles accidentes con las barras laterales, es probable que al proponer esta practica el calculista solicite una longitud mayor de anclaje de la barra.

3.3.5 Acabado Superficial del Pavimento.

Barras colocadas para amarrar colado posterior.

Es el pro ceso para obtener la textura de a superficie del concreto acorde a la s especificaciones del proyecto, homogénea, segura y durable, mediant e técnicas sencillas y de rápida ejecución usando las herramientas adecuadas. Primero se realiza el afi ne, para conseguir una superficie adecuada para obtener un buen texturizado, resistente a la fricción del tráfico y sin afect ar la geometría dejada por el extrusado. No se debe hacer el terminado mientras se observe la presencia de agua en la superficie.

Acabado final de un pavimento terminado.

Para lograr un buen acabado existen en el mercado multitud de herramientas montadas en la pavimentadora, en montaje independiente y guiadas con la línea guía de la pavimentadora o manuales, el éxito en el intento de ob tener un buen acabado radica en b uena parte, en el criterio de elección del equipo m as adecuado, las variables mas comunes son el tipo de concreto, el cli ma reinante y la velocidad y condición del concreto dejada por la máquina.

En cuanto a herramientas manuales se cuenta con una gran variedad y su uso depende de las condiciones del proyecto.

En pavimentaciones con cimbra deslizante es necesario usar llanas de gran dimensión, para cubrir un gran espacio y mantener el ritmo y la velocidad de la pavimentadora; normalmente son llanas a las que se les monta un largo mango para cubrir todo el ancho de la carretera desde uno sólo delos lados, en la unión entre mango y llana se instala un pivote que permite ajustar el ángulo de ataque y evitar que penetre la losa.

Sin embargo es muy importante aclarar que su diseño incluye un peso adecuado para obtener un acabado acorde con su uso, por esto se recomienda no incluir mangos de materiales distintos de su diseño, ocasionalmente es necesario adicionar algún elemento metálico a la llana para incrementar su peso y obtener un mayor efecto; también se recuerda que obtener un buen acabado en el borde contrario al usado por el operario o finishero es difícil, si el ancho de la losa es importante, por esto se recomienda un finishero a cada lado como mínimo.

Llanas metálicas de acabado final.

Las llanas metálicas mas comúnmente usadas son las tipo perfil acanalado y tratadas con tungsteno o material similar, se conocen como llanas canal o "aviones" si su dimensión es importante.

El trabajo del finishero termina cuando obtiene una superficie pareja y sin marcas de la placa extrusora ni de las llanas.

El proceso experimentado superficialmente por el concreto, una vez que sale de la pavimentadora, es la liberación del agua de sangrado y, posteriormente seca esta superficie, adquiere un tono mate que indica el momento del texturizado. Los concretos para pavimentos sangran poco o nada y una buena labor de vibrado deja una superficie con suficiente mortero como para que no haya ninguna dificultad en obtener un buen acabado, el exceso de vibrado creará superficies con exceso de mortero, lo que a su vez ocasiona baja resistencia a la fricción.

Normalmente la primera pasada de la llana abre poros y permite salida de pequeñas cantidades de agua y aire presente cerca a la superficie, la segunda pasada o el uso de otra herramienta busca cerrar los poros abiertos y sacar a la superficie granos de arena, esta otra herramienta puede se una llana fina tipo fresno.

Un buen diseño de concreto debe tener en cuenta la producción de suficiente mortero superficial que de un buen acabado.

3.3.6 Microtexturizado Longitudinal.

Buena parte de la seguridad que una carretera nos pueda ofrecer esta dada por la correcta ejecución de esta etapa, la distancia de frenado de los vehículos tiene relación directa con el grado de adherencia o fricción que hay entre la superficies de contacto neumático - concreto. El microtexturizado se realiza corriendo una tela de yute húmeda a lo largo del tramo de concreto una vez que se ha logrado un buen afinado y que la superficie esta seca para que permita la presencia de granos de arena después del paso de la tela. Las texturizadoras vienen equipadas con soportes y ganchos para colgar la tela, el soporte puede bajar para que entre en contacto con la superficie y subir cuando se realiza otra actividad.

Texturizadora-Curadora.

Alternativa con pasto sintético.

Las variables a controlar son: la humedad de la tela, el tiempo de aplicación y la velocidad de aplicación. El exceso de humedad se percibe con la presencia de burbujas de agua detrás del paso de la manta, por el contrario la falta de humedad causa levantamiento de concreto. El agua se puede aplicar, rociando con la ayuda de una bomba manual. Algunas texturizadoras vienen acondicionadas con irrigadorres que mantienen húmeda la tela.

El tiempo de aplicación debe ser al cambio de tono del concreto de brillante a mate, la velocidad debe ser suficiente para no levantar concreto. Otros aspectos que deben tenerse en cuenta es la limpieza de la tela y procurar que el tejido sea continuo y no coser tramos de yute para dar la longitud, por un lado una tela con fragmentos de concreto adheridos marcara excesivamente en el concreto y lo mismo ocurre con las costuras de la tela.

Alternativamente se puede utilizar pasto sintético o cuero para realizar esta actividad en sustitución de la tela de yute.

3.3.7 Macrotexturizado Transversal.

El macrotexturizado o texturizado transversal que normalmente se realiza con peine metálico, permite la rápida evacuación de agua de la superficie del pavimento, permitiendo el contacto entre los neumáticos de los vehículos a alta velocidad y el pavimento y evitando el peligroso acuaplaneo. El proceso constructivo se logra mediante el uso de una texturizadora. Los sensores de la texturizadora usan como referencia para su movimiento las línea guía de la pavimentadora, lo que le permite obtener un correcto manejo de los traslapes y separaciones de las líneas, sobre todo en las curvas horizontales.

Las variables a tener en cuenta son el tiempo de aplicación, la profundidad del texturizado y la separación de las cerdas.

El tiempo de aplicación depende de la experiencia del operador de la texturizadora bajo el control del jefe de pavimentación, sin embargo una idea es que el microtexturizado avanza unos cien metros y al regreso a su punto inicial la superficie estará lista para recibir el peine, debe evitarse su aplicación tardía ya que obligaría a una mayor presión o profundidad, lo que terminaría sacando agregado del concreto y dejando un acabado irregular.

La profundidad de texturizado debe estar entre los 3 y los 6 mm., que es suficiente como para que se marque el peine, pero de tal forma que el agregado grueso no se levante o se mueva y no se marque en exceso.

Texturizado Transversal.

Es importante utilizar peines de texturizado en buen estado, con todos sus dientes, limpios y bien alineados, para no producir un efecto irregular.

3.3.8 Curado del Concreto.

Esta operación se efectuará aplicando en la superficie una membrana de curado a razón de un litro por metro cuadrado (1 lt/m2), para obtener un espesor uniforme de aproximadamente un milímetro (1 mm), que deje una membrana impermeable y consistente, de color claro, que impida la evaporación del agua que contiene la mezcla del concreto fresco.

Aplicación de membrana.

La aplicación de la membrana de curado se hace mediante la irrigación de compuestos curadores sobre la losa de concreto fresco, con ayuda de la texturizadora – curadora.

Este trabajo se hace en la texturizadora, donde hay un depósito de membrana de curado y conductos que llevan el liquido hasta los aspersores o espreas. Los depósitos de las texturizadoras algunas veces cuentan con agitadores de aire o agitadores de paletas, si el equipo no tiene estos accesorios debe agitarse manual y continuamente, esto para evitar taponamientos de los conductos y las espreas. Los compuestos curadores mas adecuados tienen un pigmento de color blanco, esto les da la ventaja de no concentrar el calor en el concreto y permiten distinguir las zonas ya tratadas y la uniformidad de su aplicación.

El compuesto curador se aplica inmediatamente después de efectuarse el texturizado transversal, aunque en ocasiones y con el fin de proteger el concreto de la acción del sol y vientos fuertes rasantes, se puedehacer en dos etapas aplicando a primera antes del microtexturizado y la segunda después de el texturizado transversal. Hay que realizar la aplicación de la membrana también sobre los bordes verticales de la losa.

El espesor de la membrana podrá reducirse si, de acuerdo con las características del producto que se use, se puede garantizar su integridad, cubrimiento de la losa y duración, de acuerdo con las especificaciones del fabricante de la membrana de curado.

Durante el tiempo de endurecimiento del concreto, deberá protegerse la superficie de las losas contra acciones accidentales de origen climático, de herramientas o del paso del equipo o seres vivos.

3.3.9 Modulación de las Losas.

La modulación de las losas es proveer la geometría de tableros diseñada por el Especificador, para inducir el agrietamiento de manera controlada. El mayor cuidado se debe tener en garantizar que la junta quede en el mismo sitio donde fueron colocadas las pasajuntas y donde fue indicado inicialmente.

La señal para la localización de las canastillas y de la junta debe quedar suficientemente separada de la losa y del sector de tránsito de la maquina, para que no sea borrada en el trabajo de pavimentación para revisar que la modulación se haga con base a las marcas de los dos extremos de la losa y que la señal se haga siempre de la misma forma, a fin de evitar confusiones.

La modulación se debe hacer con polvo mineral de un color que permita ser observada fácilmente por el operario del equipo de corte en la noche y a la luz del mismo equipo. Las pavimentadoras equipadas con insertador automático de pasajuntas (DBI) tienen un dispositivo que marca la ubicación de la pasajuntas con pintura.

3.3.10 Juntas Frías.

Es necesario realizar una planeación adecuada de juntas frías, para mantener la uniformidad en el pavimento y evitar desperdicios o faltantes de concreto.

La junta fría se debe construir en todo el ancho de colado, se deben utilizar canastas de barras pasajuntas para garantizar la transferencia de cargas entre las losas. La alineación de las pasajuntas y su correcta instalación dependen en gran medida de la cimbra utilizada para formar la junta. Siempre que sea posible se deberá de tratar de hacer coincidir la junta fría con una junta de contracción.

3.3.11 Corte de Juntas en el Concreto.

Corte de Juntas.

El corte de las losas de concreto es una generalidad de todos los pavimentos de concreto, en pavimentos construidos con cimbra deslizante se debe hacer énfasis en el estado, el tipo y el numero de equipos necesarios para garantizar un trabajo continuo de buena calidad y, principalmente, que permita que se alcance a cortar toda el área pavimentada en una jornada.

La clasificación de las cortadoras se hace normalmente por la potencia de su motor en kW y es conveniente que sean autopropulsadas. En proyectos carreteros las cortadoras deben ser con potencias del orden de los 50 a 60 kW, autopropulsadas y diseñadas para hacer corte en húmedo, o sea que el disco de corte es enfriado continuamente por agua.

La Profundidad del Corte es de un Tercio del Espesor de la Losa.

Este corte deberá realizarse cuando el concreto presente las condiciones de endurecimiento propicias para su ejecución y antes de que se produzcan agrietamientos no controlados. Es importante iniciar el corte en el momento adecuado, ya que de empezar a cortar antes de tiempo podemos generar despostillamientos de las losas, en el caso de realizar el corte en forma tardía se estaría permitiendo que el concreto definiera los patrones de agrietamiento y de nada servirían los cortes por realizar.

Este tiempo depende de las condiciones de humedad y clima en la zona, así como de la mezcla de concreto; por lo general, el de corte debe iniciar a las 4 ó 6 horas de haber colocado el concreto y deberá terminar antes de 12 horas después del colado.

Deberán realizarse primero los cortes transversales y posteriormente los longitudinales. Para realizar los cortes longitudinales es común utilizar una guía ajustable a los bordes de la losa y de esta forma garantizar un correcto seguimiento del alineamiento de la vía.

El tipo de disco de corte debe ser escogido dependiendo del tipo de agregado para determinar qué composición de material abrasivo cortador es el mas indicado.

3.3.12 Ensanche de Juntas.

El ensanche de la junta o segundo corte se realiza para obtener suficiente espacio donde alojar el material que se usará en el sello y de esta forma ofrecer un factor de forma apropiado (en profundidad y ancho), para el correcto desempeño del sellador. El factor de forma especificado para cada proyecto debe ser incluido en las especificaciones constructivas. El corte de ensanche se hace con cortadoras de corte húmedo y la forma se obtiene

ya sea con un disco de 6 mm de espesor o apilando dos discos de 3 mm de espesor y cortando a una profundidad menor.

3.3.13 Limpieza y Sello de Juntas.

La limpieza de juntas es necesaria para evitar que dentro de ellas se alojen materiales incompresibles y para permitir una perfecta adherencia entre el sellador y el concreto.

Limpieza de junta con agua y rasqueteo.

Secado con aire a presión.

Las actividades generales de esta etapa son:

- Lavado de la junta con agua a presión.
- Limpieza de la junta o rasqueteo.
- Secado con aire a presión.
- Inserción de la Cintilla de Respaldo o Backer Rod.
- Aplicación del material de sello.

Los equipos requeridos para estas actividades son:

- Tanque de agua con bomba para suministrar agua a presión.
- Compresor para limpieza y aplicación del material de sello.
- Herramientas para limpieza y para insertar el cordón o Baker-Rod.
- Bomba de silicón para la aplicación del material de sello.

La bomba de silicón es un equipo de pistón que se introduce dentro del deposito de material de sello.

3.3.14 Personal Especializado Necesario.

Bomba de Silicón.

Jefe de Pavimentación.

Es el responsable de la colocación del concreto y de todas las etapas siguientes en la obra.

Responde por todas las actividades ejecutadas en el tramo, incluídas las previas al inicio de la pavimentación, como revisión de los datos topográficos, hasta la apertura al trafico. Su principal función es coordinar las actividades del equipo de trabajo en el tramo y mantener la comunicación con la planta y con otros involucrados en el proyecto.

El jefe de pavimentación coordina al grupo de personas capacitadas para las diferentes actividades
que trabajan en equipo.

Jefe de Línea.

Responde por la interpretación y evaluación de los datos topográficos entregados por el constructor de la base así como por el tendido de la línea guía para la pavimentadora y texturizadora.

Su importancia radica en la coordinación con el personal de topografía del proyecto para hacer los ajustes del trazado requeridos y de esta forma reducir las variaciones en los espesores de la losa.

Operador de Pavimentadora.

Interactúa continuamente con el operador de planta de concreto, con el coordinador de descarga de camiones y colocación de canastas y con los tornilleros, quienes están encargados de vigilar el tránsito normal de los sensores por la línea guía y de la cimbra lateral, su función es de vital importancia, no solo para obtener un buen acabado sino para producir un pavimento de concreto durable y respetar la geometría del proyecto.

Jefe de Finishers o Jefe de Terminado.

Responde por la obtención de un buen acabado superficial de la losa antes de iniciar su texturizado, interactúa con el jefe de pavimentación para que a su vez le dé instrucciones al operador de la pavimentadora, en caso que se presenten problemas en el acabado dejado por la máquina, por problemas en los insertadores de pasajuntas o barras de amarre (en caso de que se utilicen), o por problemas en el acabado del hombro o borde de la losa. El jefe de finishers debe coordinar al personal de herramientas de acabado.

Operador de Texturizadora – Curadora.

Se encarga del microtexturizado longitudinal con tela de yute, del texturizado transversal y de la aplicación de la membrana de curado. Lo mas importante de su trabajo es conocer el momento en el cual debe iniciar su labor, la texturizadora debe ser guiada por el mismo tendido de la línea guía que uso la pavimentadora.

Jefe de Corte y Sello.

El trabajo de corte está a cargo del jefe de corte, el cual se hace acompañar de un grupo de operarios y equipos de corte, que deben tener un continuo suministro de agua. Este grupo también le reporta al jefe de pavimentación. Sobre esto hay que tener en cuenta que contamos con variables como la dureza de los agregados, la calidad de los discos, la potencia de los equipos y el suficiente suministro de agua. En las responsabilidades del jefe de corte está el ensanche de la junta, la limpieza y aplicación del sello.

3.4 CIMBRA FIJA.

En proyectos de tamaños menores, como los proyectos denominados urbanos, en donde la producción del concreto se realiza en las plantas dosificadoras que se tienen instaladas en las ciudades, el procedimiento de construcción de pavimentos que comúnmente se utiliza es el de cimbra fija, apoyados con rodillos y reglas vibratorias para su ejecución. El procedimiento constructivo con estos equipos es prácticamente el mismo y, en general, es muy parecido al de cimbra deslizante, con algunas variantes propiciadas por las diferencias en equipos y por el menor tamaño de las obras.

3.4.1 Elaboración de Concreto Hidráulico.

Se recomienda que el concreto sea Premezclado Profesionalmente, de resistencia a la Flexión S´c ó Módulo de Ruptura igual a la especificada en el proyecto.

El Revenimiento apropiado para colocación del concreto con cimbra fija es:

- En superficies planas con pendientes ligeras. 10 ± 2 cm.
- En superficies con pendientes mayores al 8%. 8 ± 1 cm.

Es importante garantizar la calidad del concreto y que el suministro sea constante y continuo para mantener la homogeneidad del pavimento, se recomienda que entre el tendido de una olla

mezcladora y otra no tran scurran más 25 minutos, aunque de preferenci a este t iempo deberá ser menor.

3.4.2 Cimbrado del Pavimento.

El cimbrado consiste en colocar Montenes metálicos calibre 10 cuyo peralte corresponda con el espesor del pavimento.
Estos deberán ser reforzados con soleras @ 30 cm par a darle rigidez. La colocación de la cimbra deberá ir siguiendo el alineamiento y niveles que nos indique la brigada de topografía, se sujetan con troqueles de varilla #3 a #5 cuya longitud mínima es igual al doble del espesor del pavimento y se colocan @ 1.0 m aproximadamente.
Es conveniente revisar los niveles de la cimb ra con topógrafo después de colocada la misma para garantizar un buen perfil longitudinal del pavimento. Se deberá de contar con una cantidad suficiente de tramos de cimbra para alcanzar avances significativos de colado continuo durante varias jornadas de trabajo. La cimbra deberá realizarse en franjas previamente establecidas para mantener las condiciones de igualdad superficial entre losa y losa.

Colado con Cimbra Fija.

Cimbra metálica

3.4.3 Colado del Pavimento.

El concreto se que se mezcla en ollas revolvedoras se vacía sobre la su b-base y se esp arce a todo lo ancho del pavimento a paleo manual. Deberá limpiarse y humedecerse previamente la superficie que recibe al concreto para evitar que se absorba el agua de la mezcla. Se deberán col ar franjas longitudinales correspondientes a un día de pavimentación.

Barras de Amarre.

En las juntas que muestre el proyecto y/o en l os sitios que indique el Supervisor, se colocarán barras de amarre, para evitar el corrimiento o desplazamiento de las franja s de losas. Las barras serán corrugadas, de acero estructural con un límite de fluencia (Fy) de cuatro mil doscientos (4200) kilogramos por centímetro cuadrado, debiendo quedar ahogadas en la s losas a la mitad del espesor y en la po sición indicada en el proyecto. Todas las ba rras corrugadas deberán protegerse contra la corrosión si e s que los e studios climatológicos y químico s del lugar demuestran que puede presentarse este fenómeno. Las b arras de a marre se colo can en las ju ntas longitudinales, independientemente de si son juntas frías o de corte; el diámetro, longitud y separación serán los mostrados en el proyecto.

Pasajuntas.

En el caso de que el proye cto considere la coloca ción de barras pasajuntas en la s juntas de contracción transversales, estas se colocarán perfectamente alineadas al sentido longitudinal del pavimento y a la mitad del esp esor. La fun ción de estas barras es la de g arantizar una efectiva transferencia de fue rzas cortantes en losas adyacentes, permitiendo el libre movimiento de las franjas de losas en el sentido longitudinal. Las barras serán lisas, de acero estructural con un límite de fluencia (Fy) de cuatro mil doscientos (4200) kilogramos por centímetro cuadrado, debiendo estar engrasadas en tod a su longitu d para ev itar que se a dhieran al co ncreto. Las barras pasajuntas se colo can en las junta s transversales de contracción cuando así e stán especificadas en

el diseño, sin embargo deberán colocarse en todas las juntas transversales de construcción para garantizar la transferencia de cargas entre colados de días distintos.

Colado y colocación de pavimento.

3.4.4 Vibrado y Perfilado.

Una vez colocado el concreto se deberá acomodar en l as orillas cercanas a la cimbra utilizando un vibrador manual, posteriormente se pasa la regla o el rodillo vibratorio que le dan el vibrado final a la masa del concreto, si en el proyecto se especifica ron barras de amarre estas deberán colocarse en los lugares especificados en proyect o inmediatamente antes de que pase l a regla ó el rodillo, en los, con ayuda de un escantillón para colocarlas exactamente a la mitad del espesor. Después de pasado el rodillo deberá utilizarse una flotad ora de aluminio o ma gnesio en sentido transversal para dar el perfilado definitivo al pavimento.

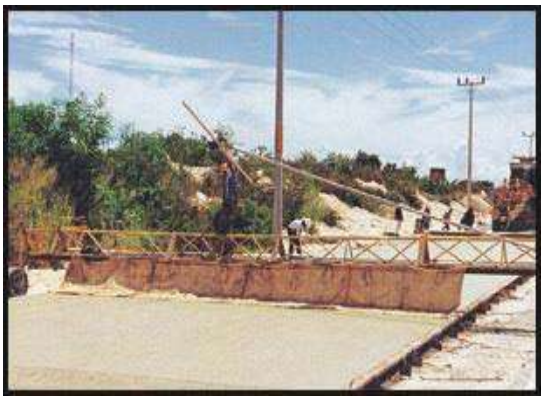
Vibrado con rodillos.

Vibrador de inmersión en bordes.

3.4.5 Microtexturizado Longitudinal.

El acabado superficial longitudinal del concreto recién colado podrá realizarse después de la aplicación de las flotadoras mecánicas mediante el arrastre de tela de yute húmeda o pasto sintético en sentido longitudinal del pavimento. Este proceso se puede realizar, para este tipo de pavimentos, de mane ra muy sencilla y en forma prácti camente manual, se fija perfectamente la tela de yute a un tubo o solera que mida un poco más que el ancho de pavimentación, se hum edece y se arrastra en sentido longitudinal con el apoyo de 2 personas, uno a cada lado del pavimento.

Microtexturizado manual.



Microtexturizado con puente.

3.4.6 Macrotexturizado Transversal.

Posteriormente se realiza el texturizado transversal mediante una rastra de alambre en forma de peine, con una sep aración entre dientes de acuerdo con la especificación del proye cto, con una profundidad entre los 3.0 mm. y los 6.0 mm. a todo lo ancho de la superficie pavimentada. Esta operación se realizará cuando el concreto esté tan plástico como para permitir el t exturizado pero lo suficientemente seco para evitar que el concreto fluya hacia los surcos, que pudieran cerrarse perdiendo su funcionalidad.

Durante el tiempo de endurecimiento del concreto, deberá protegerse la superficie de las losas contra fenómenos climáticos, de herramientas y/o del paso de equipo o seres vivos.

Texturizado manual.

Pavimento texturizado.

3.4.7Aplicación de Membrana de Curado.

El curado deberá hacerse inmediatamente después del texturizado transversal, cuando el concreto empiece a perder su brillo superficial. Esta condición se efectúa aplicando en la superficie una membrana de curado en la cantidad adecuada, obteniendo así, un esp esor uniforme, que deje una membrana impermeable y consistente y que evite la evaporación del agua que contiene la mezcla de concreto fresco. Su aplicación deberá hacerse preferentemente con aspersores manuales de irrigadores a presión.

Aplicación de membrana de curado.

El espesor de la membrana se fijará de acuerdo con las características del producto que se utilice y deberá garantizar su integridad, cubrimiento de la losa y cumplimiento de las especificaciones del fabricante de la membrana de curado. Las membranas de curado que se aplican adecuadamente cubren perfectamente toda la superficie del concreto, dejando una película de color blanco que minimiza el aumento en la tempratura de la superficie del concreto. El proceso de curado es importantísimo para la obtención de resistencias, ya que todo concreto, si no se cura adecuadamente puede dejar de ganar hasta el 50% de la resistencia especificada.

3.4.8 Formación de Juntas.

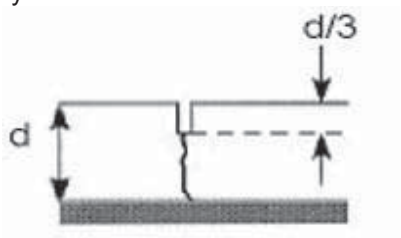
El concreto se contrae durante su etapa de fraguado y por estar apoyado sobre toda una superficie fija, se generan esfuerzos de tensión que a su vez producen agrietamientos. La función de realizar juntas de contracción cortadas con disco es para indicarle al concreto la ruta que deben de seguir sus agrietamientos por contracción y evitar que se propaguen en cualquier dirección.

Las juntas de contracción se realizan con equipo de corte con discos de diamante cuando el concreto tiene un cierto grado de endurecimiento y las contracciones son inferiores a aquellas que causan el agrietamiento (4 a 6 hrs. aproximadamente).

Después del curado de las losas se procederá al corte de las juntas transversales y longitudinales con discos con punta de diamante. Este corte deberá realizarse cuando el concreto presente ciertas características de endurecimiento; las juntas de contracción se realizan con equipo de corte con discos de diamante cuando el concreto tiene un cierto grado de endurecimiento y las contracciones son inferiores a aquellas que causan el agrietamiento (4 a 6 hrs. aproximadamente).

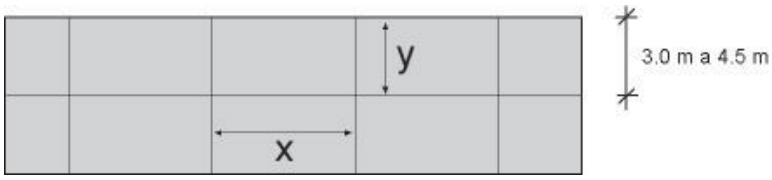
Las cortadoras utilizadas en este tipo de proyectos deberán ser autopropulsadas y con una potencia que esté entre los 20 HP y los 40 HP. Las juntas deberán ajustarse a las dimensiones y características descritas en el proyecto.

Los cortes deben realizarse a una profundidad de un tercio del espesor. No debe cortarse toda la profundidad de la losa ó todo su espesor. Cortar la parte superior le permite que en al parte inferior se genere una grieta que le permite transmitir fuerzas cortantes por la trabazón que existe en los agregados del concreto, entre una losa y otra.



La relación de Largo / Ancho de las losas debe estar entre los límites de 1.0 a 1.4, relaciones mayores originan que se generen grietas en la mitad de las losas.

Deberá realizarse un primer corte para garantizar la inducción adecuada de las grietas de



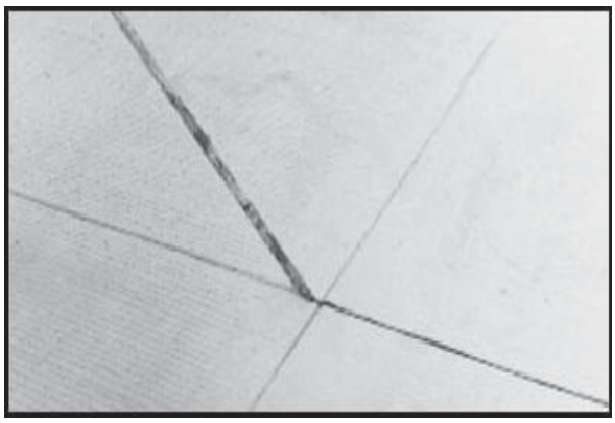
x/y =0.71 a 1.4

contracción, con un ancho de 3 mm. (1/8 de pulgada) utilizando un solo disco de corte y cortando a una profundidad de un tercio del espesor. Posteriormente se deberá hacer el ensanche de las juntas a 6 mm. (1/4 de pulgada) utilizando para esto dos discos de corte empalmados y la profundidad de este corte será menor de un tercio del espesor y estará regida por el factor de forma que se le vaya a dar al sellador de las juntas.

3.4.9 Limpieza y Sello de Juntas.

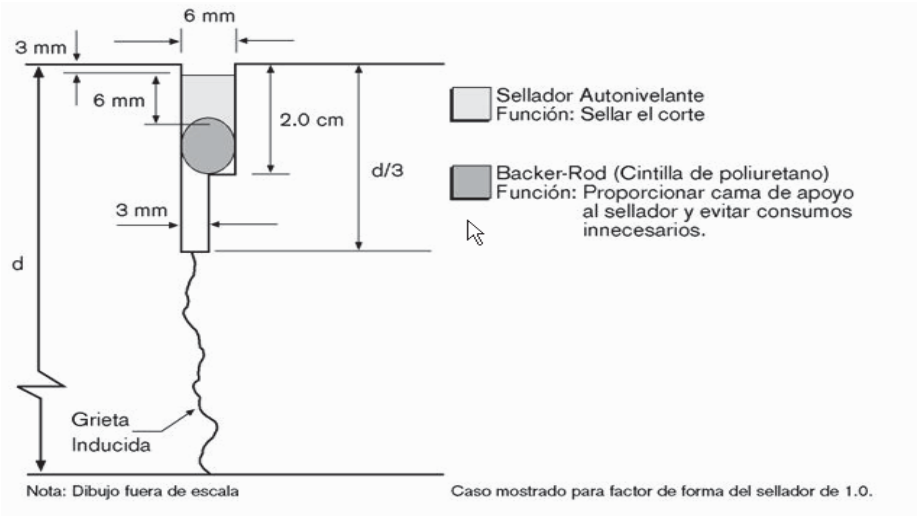
La limpieza de juntas se hará con agua a presión y apoyados con una rastra para dejar perfectamente limpia de material la totalidad de la junta, posteriormente se realizará el secado de la junta con aire a presión, una vez seca y perfectamente libre de polvo en sus paredes, se procederá a colocar una cintilla de respaldo (Backer Rod) cuya función principal es la de minimizar la utilización del sellador, e inmediatamente después se coloca el sellador dentro de la junta respetando las indicaciones del fabricante en cuanto a su factor de forma y modo de aplicación.

Sello de Junta.



Es importante que el sellador sea un material autonivelante, de un solo componente, elástico, resistente a los efectos de combustibles y aceites automotrices, con propiedades adherentes al concreto y que permita las dilataciones y contracciones que se presenten en las losas sin agrietarse, y que solidifique a temperatura ambiente. Es necesario que la superficie del sellador se aloje por debajo de la superficie de rodamiento entre 3 mm. Y 6 mm. con el fin de evitar que entre en contacto con los neumáticos de los vehículos y se pueda deteriorar.

La función del sellador es la de evitar que partículas incompresibles (piedras) penetren en la junta y puedan generar despostilladuras en los bordes de las losas debido al movimiento de las mismas. Otra función es la de impedir que el agua de la superficie pueda penetrar a la estructura de soporte y evitar problemas de expulsión de finos, pérdida de soporte y reducción de resistencia del material de sub-base.



EJEMPLOS ILUSTRATIVOS.

4.1 EJEMPLOS ILUSTRATIVOS REALIZADOS POR EL METODO PCA.

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.

A continuación se muestran 5 lugares con características diferentes, tales como; el tipo de suelo, Valor Relativo de soporte (VRS), Tránsito Promedio Diario Anual (TDPA), entre otras variables que se necesitan para mostrar el método PCA.

Los lugares se muestran en las siguientes tablas:

		Tipo de Vehículo				
		CLASIFICACIÓN EN %				
SITIO	TPDA	A2	B2	C2	T2-S1	T2-S2
Santiaguito	2000	65	20	5	5 5	
Noriega	800	60	20	10	10	
Las Mesas	500	80	10	5	5	
Félix Ireta	1500	75	10	10	5	
Francisco J. Mujica	1200	65	10	10	10	5

Los valores del TPDA están basados en función del lugar, para estos ejemplos, ya que no se cuenta con un aforo real .

LUGAR	TIPO DE SUELO	SIMBOLOGÍA	SUCS	V.R.S. (%)	TEXTURA	FASE FÍSICA	K (pci)
Santiaguito	Feozem Háplico + Vertisol Pélico	Hh + Vp	Parte Alta ML	5.0	Media	Dúrica	170
Noriega	Luvisol Crómico + Litosol Feozem Háplico	Lc + I + Hh	CH	3.0	Fina	Lítica	170
Las Mesas	Acrisol Órtico + Andosol Ócrico + Luvisol Crómico	Ao + To + Lc	SM	60	Fina	Lítica Profunda	200
Felix Ireta	Luvisol Crómico + Luvisol Vértico	Lc + Lv	CH	3.0	Fina	Lítica Profunda	170
Francisco J. Mujica	Vertisol Pélico + Litosol	Vp + I	CH	3.0	Fina	Dúrica	170

Para los valores del Módulo de Reacción (K), se tomo en cuenta una base granular cementada de 4” de espesor. Se harán ejemplos con Apoyo Lateral y pasajuntas , así como sin estas variables, para ver la diferencia entre ambos casos.

EJEMPLO 1

PROYECTO: **SANTIAGUITO**
UBICACIÓN: Morelia, Michoacan

FECHA: 09/03/2006
DISEÑADO:
NOTAS:

DATOS DEL TRAFICO:

FACTOR DE SENTIDO (FS): 1.00
FACTOR DE CARRIL (FC): 1.00

TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA): 2000

	COMPOSICION VEHICULAR			
Tipo de Vehículo	%	%Cargados	%Vacíos	Total Díarios
A2	65.00	100.00	0.00	1300.00
A´2	20.00	100.00	0.00	400.00
B2	5.00	60.00	40.00	100.00
B3	5.00	60.00	40.00	100.00
B4	5.00	60.00	40.00	100.00

TASA DE CRECIMIENTO ANUAL: 3 %
PERÍODO DE DISEÑO: 20 AÑOS

DATOS DEL PAVIMENTO:

MODULO DE REACCION (K): 170 Pci
MODULO DE RUPTURA (MR): 640.1 Psi
FACTOR DE SEGURIDAD DE CARGA (FSC): 1.1
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (Ec): 4,000,000 Psi
MODULO DE POISSON (μ): 0.15
FACTOR 2: 0.9573
FACTOR 3: 0.8940
FACTOR 4: 0.9530
RIGIDEZ RELATIVA (l): 28.8006 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:	7 in (17.78 cms)
% DE FATIGA:	80.25 % OK
% EROSION:	21.62 % OK

El espesor es adecuado para los datos de diseño

MODULACION DE LOSAS

SEPARACION MAXIMA DE JUNTAS TRANSVERSALES:	4.3 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)

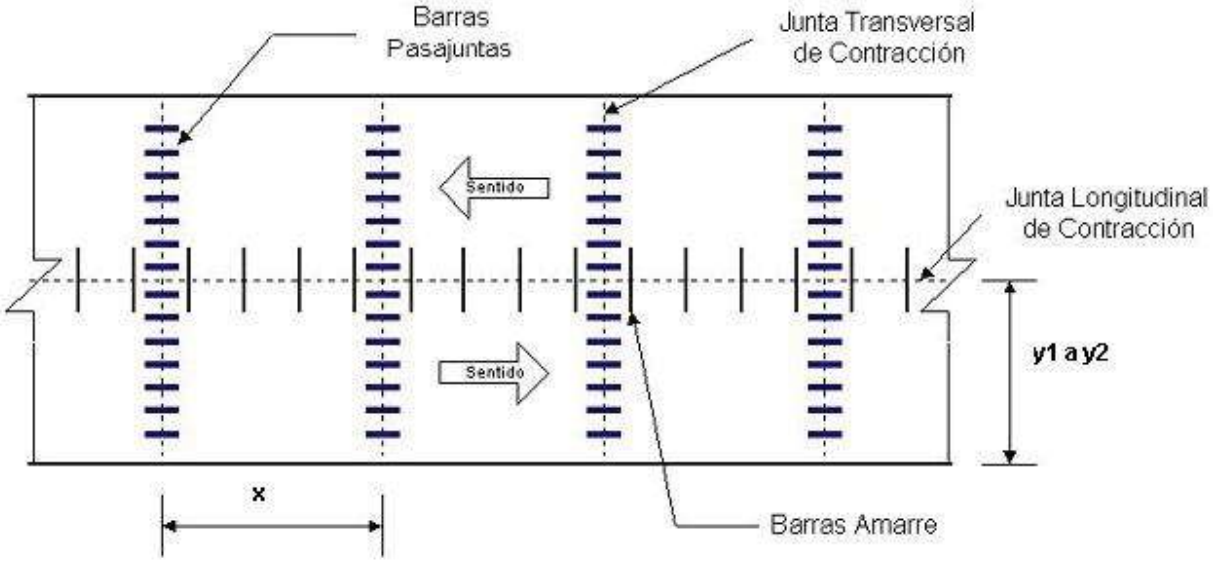
BARRAS DE AMARRE

Separación en cms, según la distancia al extremo.

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

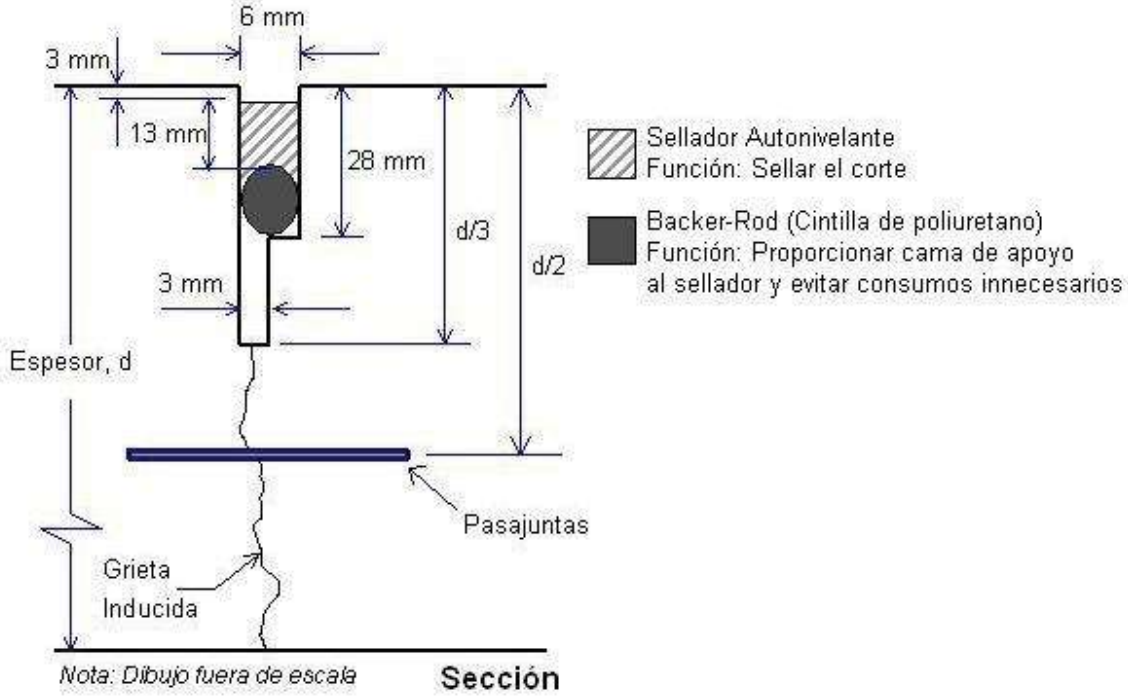
x = 4.3 metros y1 = 3.0 metros y2 = 4.5 metros *



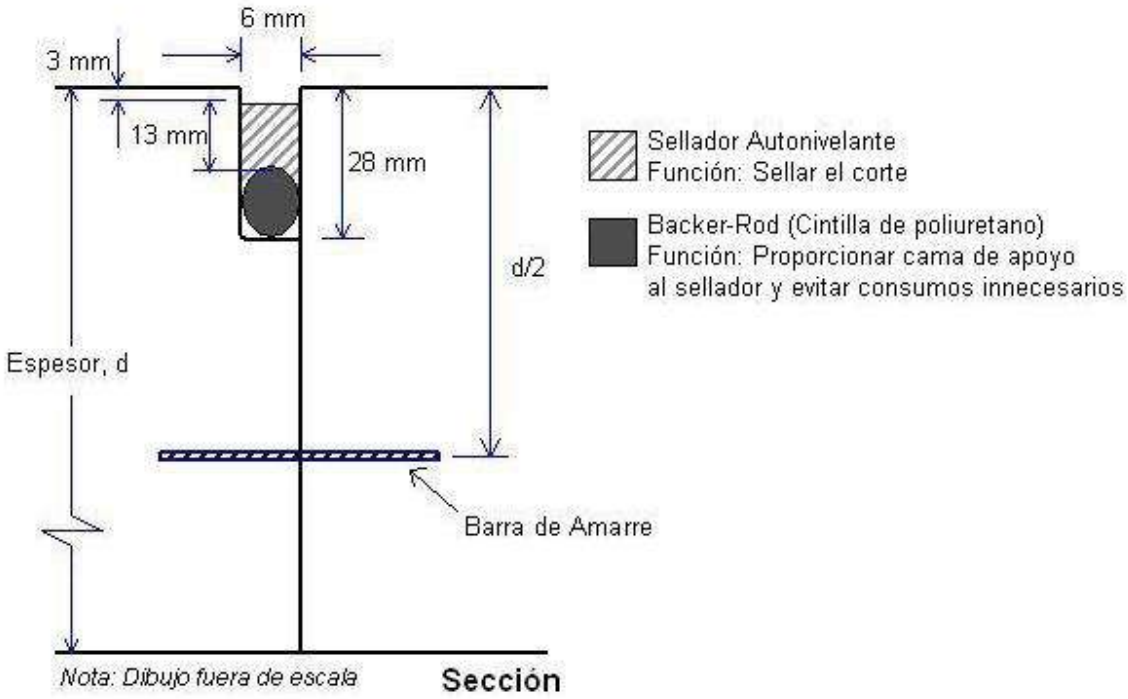
*** La relación largo/ancho de las losas debe estar entre 0.71 y 1.40**

DETALLES DE JUNTAS:

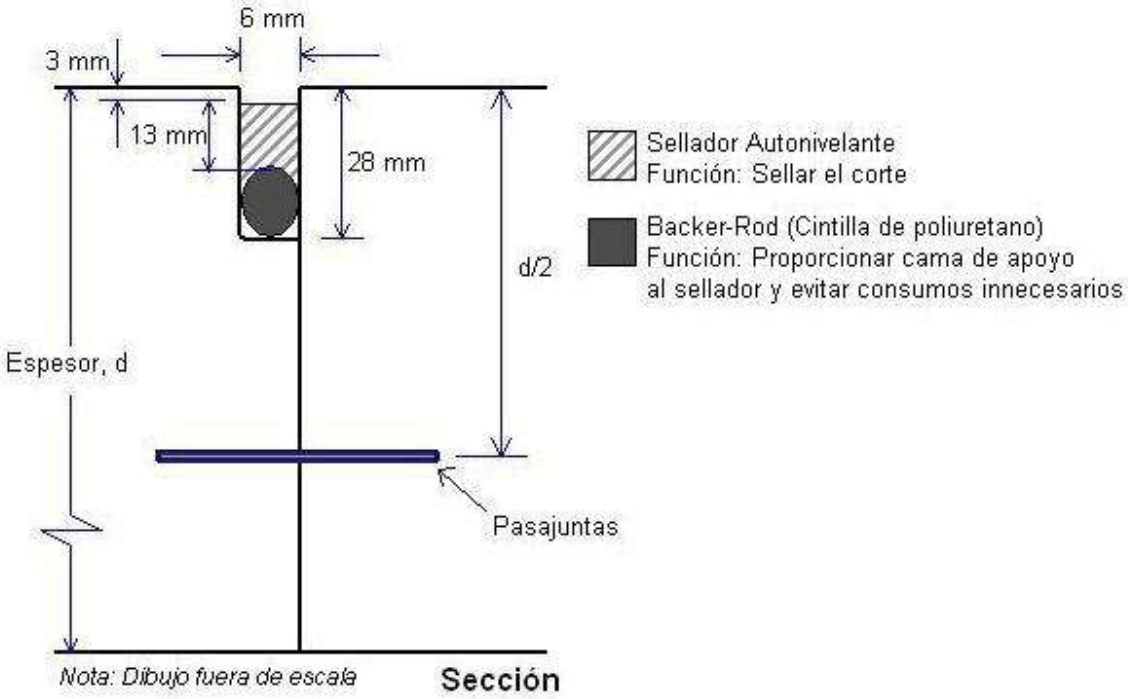
1) DETALLE DE JUNTA DE CONTRACCION TRANSVERSAL ASERRADA CON DISCO DE DIAMANTE DE 1/8" DE ESPESOR.



2) DETALLE DE JUNTA LONGITUDINAL.



3) DETALLE DE JUNTA DE CONSTRUCCIÓN.



Proyectos PCA

Espesor Optimo | Reporte | Regresar | Espesor= 7 in (17.78 cms) | Análisis de Fatiga | Análisis de Erosión

Carga del eje, en Kips	Carga del eje por FS=1.1	Repeticiones esperadas	f1	Esfuerzo Actuant	Esf. Act./MR	Repeticiones Permisibles	% de Fatiga	Trabajo	Repeticiones Permisibles	% de Daño
L=28.8006				Fact2=1		Fact3=0.894		Fact4=0.953		
EJES SENCILLOS					Msen = 2286.7			FESen = 2.5		
22.0	24.20	588,461	1.3438	320.57	0.5008	733,259	80.25	14.76	2,722,222	21.62
15.4	16.94	392,307	0.9610	229.25	0.3581	ilimitadas	0.00	7.23	ilimitadas	0.00
12.1	13.31	1,176,922	0.7661	182.76	0.2855	ilimitadas	0.00	4.46	ilimitadas	0.00
8.8	9.68	392,307	0.5679	135.48	0.2117	ilimitadas	0.00	2.36	ilimitadas	0.00
8.4	9.24	3,923,075	0.5436	129.68	0.2026	ilimitadas	0.00	2.15	ilimitadas	0.00
7.7	8.47	392,307	0.5009	119.49	0.1867	ilimitadas	0.00	1.81	ilimitadas	0.00
3.7	4.07	3,923,075	0.2515	60.00	0.0937	ilimitadas	0.00	0.42	ilimitadas	0.00
2.2	2.42	25,499,985	0.1543	36.81	0.0575	ilimitadas	0.00	0.15	ilimitadas	0.00
					Sub Total Ejes Sencillos		80.25 %	Sub Total Ejes Sencillos		21.62 %
EJES TANDEM					Mtan = 1931.1			FETan = 2.6		
30.8	33.88	1,176,922	0.9610	193.60	0.3025	ilimitadas	0.00	8.35	ilimitadas	0.00
17.6	19.36	784,615	0.5679	114.41	0.1787	ilimitadas	0.00	2.73	ilimitadas	0.00
15.4	16.94	588,461	0.5009	100.91	0.1576	ilimitadas	0.00	2.09	ilimitadas	0.00
11.0	12.10	392,307	0.3651	73.55	0.1149	ilimitadas	0.00	1.07	ilimitadas	0.00
					Sub Total Ejes Tandem		0.00 %	Sub Total Ejes Tandem		0.00 %
					RESUMEN					
					Sub Total Ejes Sencillos		80.25 %	Sub Total Ejes Sencillos		21.62 %
					Sub Total Ejes Tandem		0.00 %	Sub Total Ejes Tandem		0.00 %
					Sub Total Ejes Tridem		0.00 %	Sub Total Ejes Tridem		0.00 %
					TOTAL FATIGA		80.25 %	TOTAL EROSION		21.62 %

EJEMPLO 2

PROYECTO: **NORIEGA**
UBICACIÓN:
FECHA: 09/03/2006
DISEÑADO:
NOTAS:

DATOS DEL TRAFICO:

FACTOR DE SENTIDO (FS): 0.50
FACTOR DE CARRIL (FC): 1.00

TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA): 800

	COMPOSICION VEHICULAR			
Tipo de Vehículo	%	%Cargados	%Vacíos	Total Díarios
A2	60.00	100.00	0.00	480.00
A´2	20.00	100.00	0.00	160.00
B2	10.00	60.00	40.00	80.00
B3	10.00	60.00	40.00	80.00

TASA DE CRECIMIENTO ANUAL: 2 %
PERÍODO DE DISEÑO: 20 AÑOS

DATOS DEL PAVIMENTO:

MODULO DE REACCION (K): 170 Pci
MODULO DE RUPTURA (MR): 640.1 Psi
FACTOR DE SEGURIDAD DE CARGA (FSC): 1
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (Ec): 4,000,000 Psi
MODULO DE POISSON (μ): 0.15
FACTOR 2: 0.9523
FACTOR 3: 0.8940
FACTOR 4: 0.9530
RIGIDEZ RELATIVA (l): 26.6124 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: 6.3 in (16.00 cms)
% DE FATIGA: 83.3 % OK
% EROSION: 12.46 % OK

El espesor es adecuado para los datos de diseño

MODULACION DE LOSAS

SEPARACION MAXIMA DE JUNTAS TRANSVERSALES: 3.8 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)

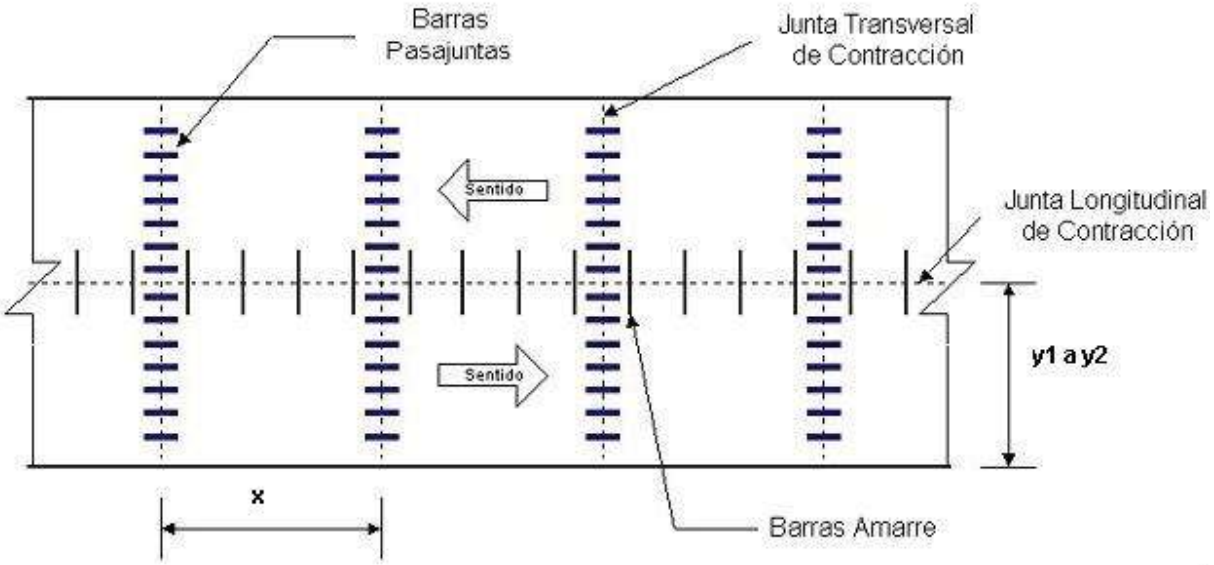
BARRAS DE AMARRE

Separación en cms, según la distancia al extremo.

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

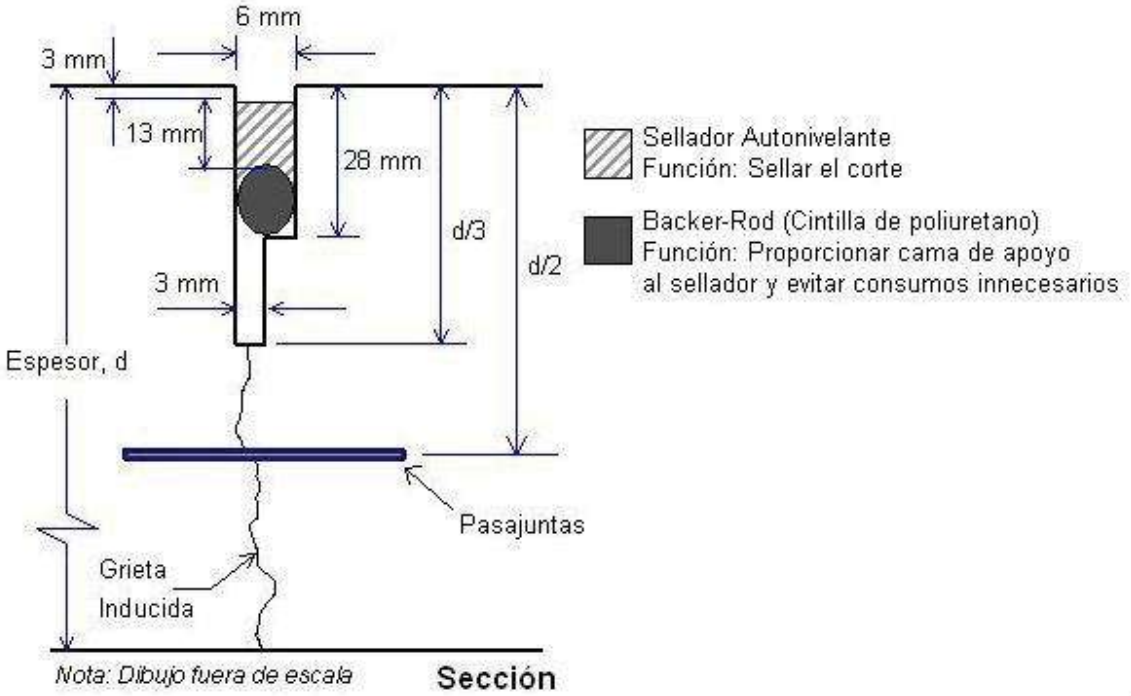
x = 3.8 metros y1 = 3.0 metros y2 = 4.5 metros *



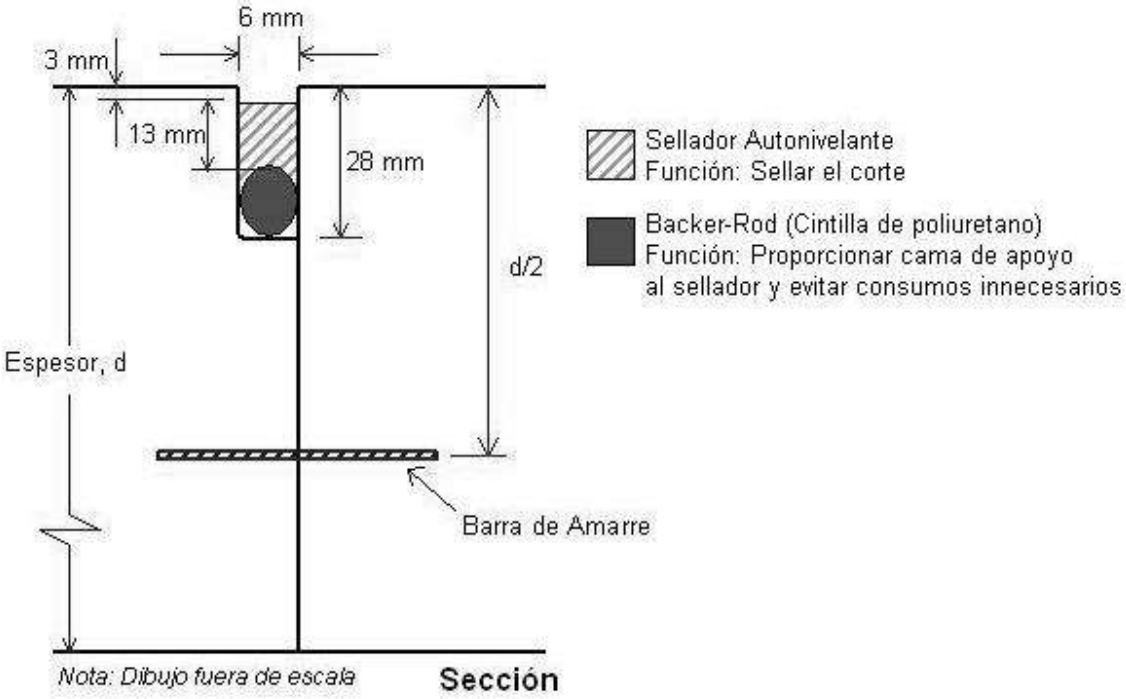
*** La relación largo/ancho de las losas debe estar entre 0.71 y 1.40**

DETALLES DE JUNTAS:

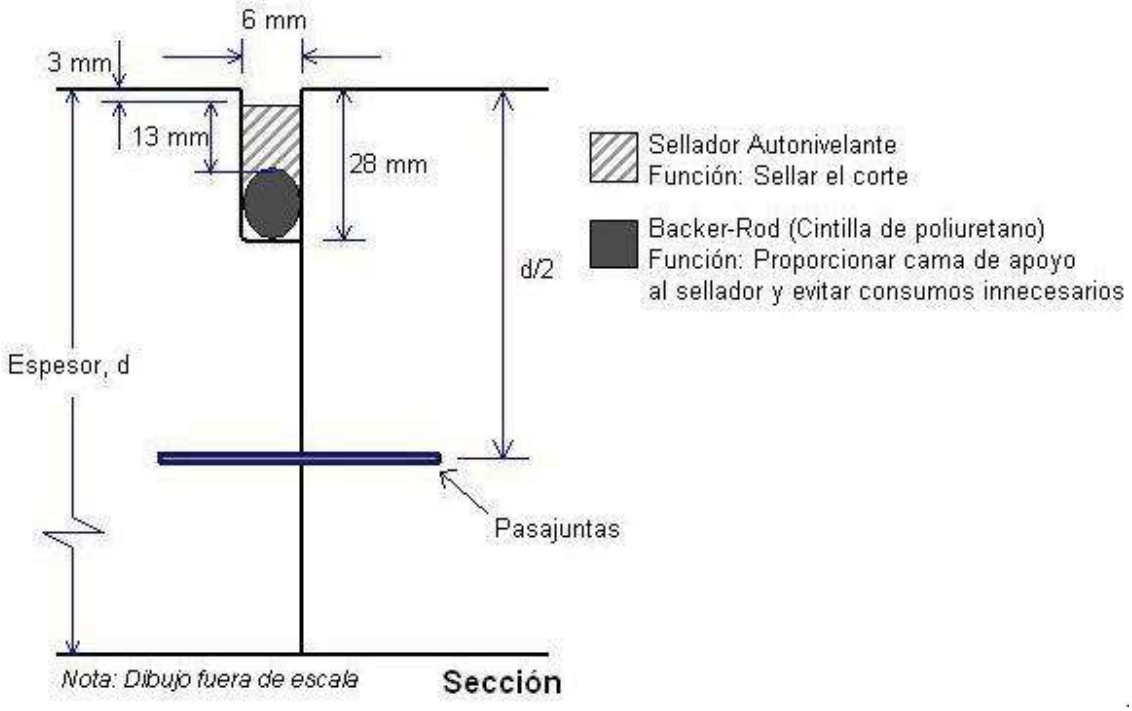
1) DETALLE DE JUNTA DE CONTRACCION TRANSVERSAL ASERRADA CON DISCO DE DIAMANTE DE 1/8" DE ESPESOR.



2) DETALLE DE JUNTA LONGITUDINAL.



3) DETALLE DE JUNTA DE CONSTRUCCIÓN.



Proyectos PCA

Espesor Optimo | Reporte | Regresar | Espesor= 6.3 in (16 cms) | Análisis de Fatiga | Análisis de Erosión

Carga del eje, en Kips	Carga del eje por FS=1	Repeticiones esperadas	f1	Esfuerzo Actuante	Esf. Act./MR	Repeticiones Permisibles	% de Fatiga	Trabajo	Repeticiones Permisibles	% de Daño
L=26.6124			Fact2=1			Fact3=0.894		Fact4=0.953		
EJES SENCILLOS					Msen = 2131.0				FESen = 2.7	
22.0	22.00	212,845	1.2286	337.21	0.5268	255,529	83.30	16.31	1,708,831	12.46
15.4	15.40	141,897	0.8786	241.14	0.3767	ilimitadas	0.00	7.99	ilimitadas	0.00
12.1	12.10	425,690	0.7004	192.23	0.3003	ilimitadas	0.00	4.93	ilimitadas	0.00
8.8	8.80	141,897	0.5192	142.50	0.2226	ilimitadas	0.00	2.61	ilimitadas	0.00
8.4	8.40	709,483	0.4970	136.41	0.2131	ilimitadas	0.00	2.38	ilimitadas	0.00
7.7	7.70	141,897	0.4580	125.70	0.1964	ilimitadas	0.00	2.00	ilimitadas	0.00
3.7	3.70	709,483	0.2300	63.13	0.0986	ilimitadas	0.00	0.46	ilimitadas	0.00
2.2	2.20	4,256,899	0.1411	38.73	0.0605	ilimitadas	0.00	0.16	ilimitadas	0.00
					Sub Total Ejes Sencillos		83.30 %	Sub Total Ejes Sencillos		12.46 %
EJES TANDEM					Mtan = 1785.0				FETan = 2.7	
30.8	30.80	212,845	0.8786	201.99	0.3156	ilimitadas	0.00	8.60	ilimitadas	0.00
17.6	17.60	141,897	0.5192	119.36	0.1865	ilimitadas	0.00	2.81	ilimitadas	0.00
					Sub Total Ejes Tandem		0.00 %	Sub Total Ejes Tandem		0.00 %
					RESUMEN					
					Sub Total Ejes Sencillos		83.30 %	Sub Total Ejes Sencillos		12.46 %
					Sub Total Ejes Tandem		0.00 %	Sub Total Ejes Tandem		0.00 %
					Sub Total Ejes Tridem		0.00 %	Sub Total Ejes Tridem		0.00 %
					TOTAL FATIGA		83.3 %	TOTAL EROSION		12.46 %

EJEMPLO 3

PROYECTO: **LAS MESAS**

UBICACIÓN:

FECHA: 18/01/2006

DISEÑADO:

NOTAS:

DATOS DEL TRAFICO:

FACTOR DE SENTIDO (FS): 0.50

FACTOR DE CARRIL (FC): 1.00

TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA): 500

	COMPOSICION VEHICULAR			
Tipo de Vehículo	%	%Cargados	%Vacíos	Total Díarios
A2	80.00	100.00	0.00	400.00
A´2	10.00	100.00	0.00	50.00
B2	5.00	60.00	40.00	25.00
B3	5.00	60.00	40.00	25.00

TASA DE CRECIMIENTO ANUAL: 1 %

PERÍODO DE DISEÑO: 20 AÑOS

DATOS DEL PAVIMENTO:

MODULO DE REACCION (K):	200 Pci
MODULO DE RUPTURA (MR):	640.1 Psi
FACTOR DE SEGURIDAD DE CARGA (FSC):	1
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (Ec):	4,000,000 Psi
MODULO DE POISSON (μ):	0.15
FACTOR 2:	0.9485
FACTOR 3:	0.8940
FACTOR 4:	0.9530
RIGIDEZ RELATIVA (l):	24.0162 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	5.8 in (14.73 cm)
% DE FATIGA	83.44 % OK
% DE EROSIÓN	7.93 % OK

El espesor es adecuado para los datos de diseño.

MODULACIÓN DE LAS LOSAS

SEPARACIÓN MÁXIMA DE JUNTAS TRANSVERSALES 3.5 metros
RANGO DE SEPARACIÓN DE JUNTAS LONGITUDINALES 3.0 a 4.5 metros

PASAJUNTAS Y BARRAS DE AMARRE:

PASAJUNTAS

Diámetro: 0.75 in (1.91 cms)

Longitud: 16 in (40.64 cms)

Separación: 12 in (30.48 cms)

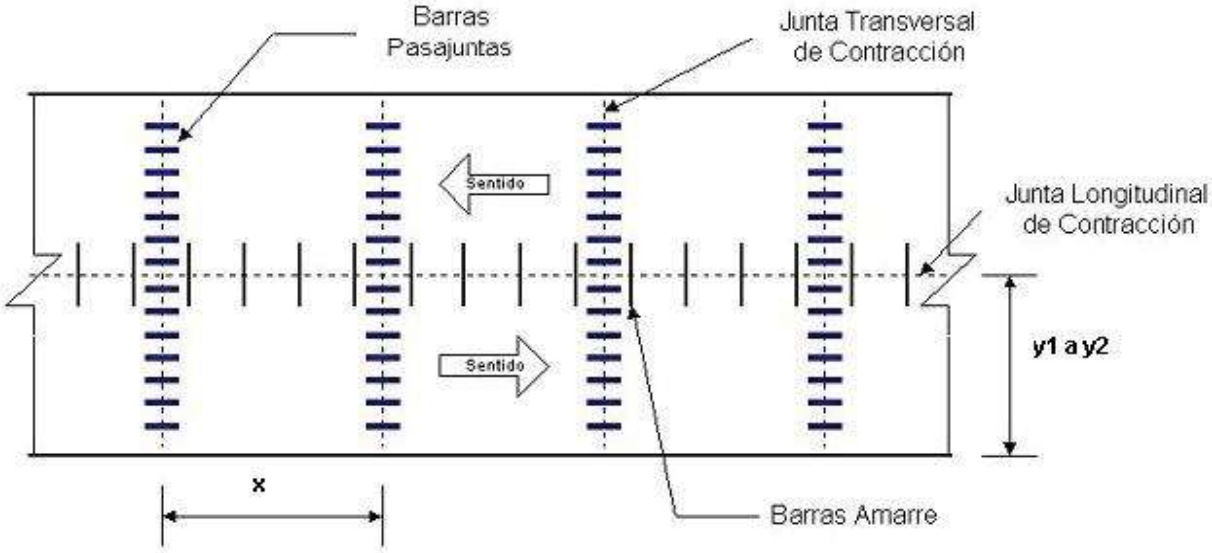
BARRAS DE AMARRE

Separación en cms, según la distancia al extremo.

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

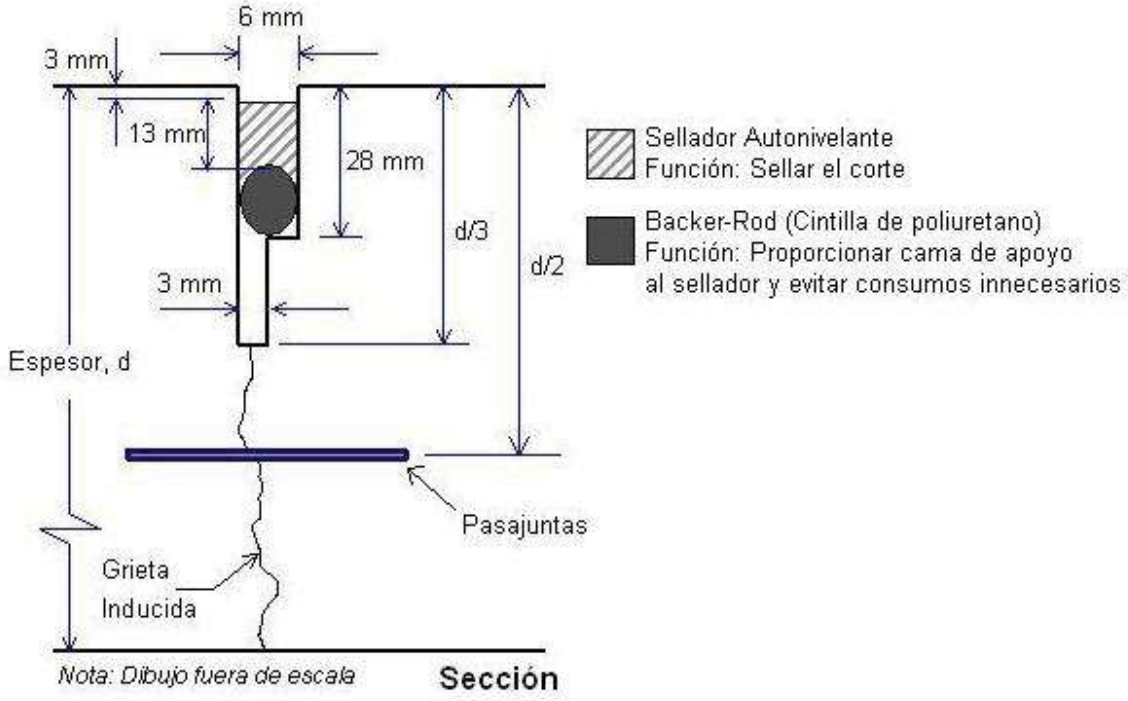
x = 3.5 metros y1 = 3.0 metros y2 = 4.5 metros *



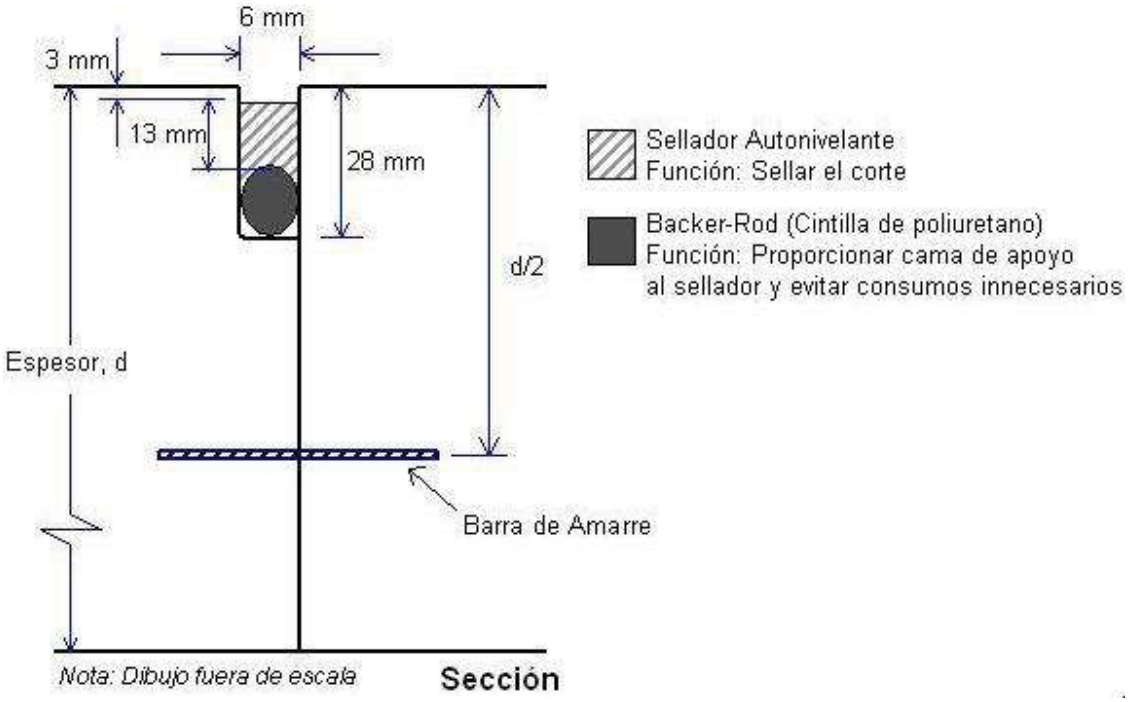
*** La relación largo/ancho de las losas debe estar entre 0.71 y 1.40**

DETALLES DE JUNTAS:

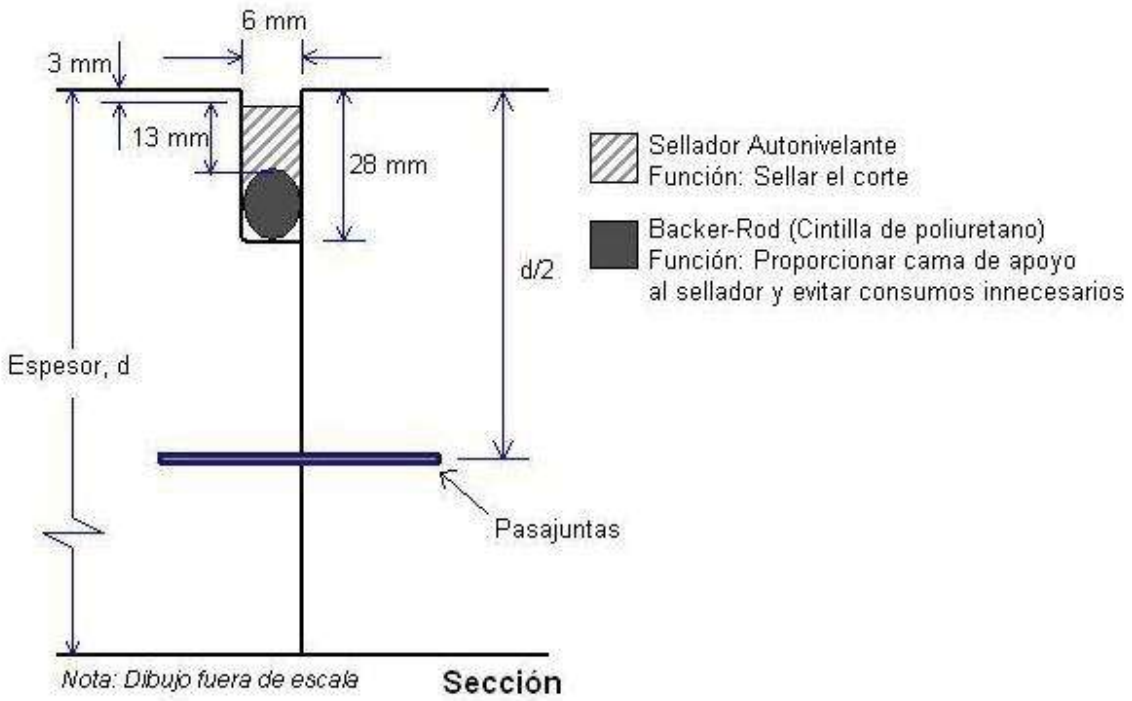
1) DETALLE DE JUNTA DE CONTRACCION TRANSVERSAL ASERRADA CON DISCO DE DIAMANTE DE 1/8" DE ESPESOR.



2) DETALLE DE JUNTA LONGITUDINAL.



3) DETALLE DE JUNTA DE CONSTRUCCIÓN.



Proyectos PCA

Espesor Optimo | Reporte | Regresar | Espesor= 5.8 in (14.73 cms) | Análisis de Fatiga | Análisis de Erosión

Carga del eje, en Kips	Carga del eje por FS=1	Repeticiones esperadas	f1	Esfuerzo Actuante	Esf. Act./MR	Repeticiones Permisibles	% de Fatiga	Trabajo	Repeticiones Permisibles	% de Daño
	L=24.0162			Fact2=1		Fact3=0.894		Fact4=0.953		
EJES SENCILLOS					Msen = 1957.8				FESen = 2.7	
22.0	22.00	57,866	1.2286	365.51	0.5710	69,348	83.44	20.08	739,577	7.82
15.4	15.40	38,577	0.8786	261.39	0.4084	ilimitadas	0.00	9.84	78,712,259	0.05
12.1	12.10	115,732	0.7004	208.37	0.3255	ilimitadas	0.00	6.07	ilimitadas	0.00
8.8	8.80	38,577	0.5192	154.46	0.2413	ilimitadas	0.00	3.21	ilimitadas	0.00
8.4	8.40	200,923	0.4970	147.86	0.2310	ilimitadas	0.00	2.93	ilimitadas	0.00
7.7	7.70	38,577	0.4580	136.26	0.2129	ilimitadas	0.00	2.46	ilimitadas	0.00
3.7	3.70	200,923	0.2300	68.43	0.1069	ilimitadas	0.00	0.57	ilimitadas	0.00
2.2	2.20	3,214,775	0.1411	41.98	0.0656	ilimitadas	0.00	0.20	ilimitadas	0.00
					Sub Total Ejes Sencillos		83.44 %	Sub Total Ejes Sencillos		7.87 %
EJES TANDEM					Mtan = 1632.7				FETan = 2.7	
30.8	30.80	57,866	0.8786	217.98	0.3405	ilimitadas	0.00	9.71	102,339,005	0.06
17.6	17.60	38,577	0.5192	128.82	0.2012	ilimitadas	0.00	3.17	ilimitadas	0.00
					Sub Total Ejes Tandem		0.00 %	Sub Total Ejes Tandem		0.06 %
					RESUMEN					
					Sub Total Ejes Sencillos		83.44 %	Sub Total Ejes Sencillos		7.87 %
					Sub Total Ejes Tandem		0.00 %	Sub Total Ejes Tandem		0.06 %
					Sub Total Ejes Tridem		0.00 %	Sub Total Ejes Tridem		0.00 %
					TOTAL FATIGA		83.44 %	TOTAL EROSION		7.93 %

EJEMPLO 4

PROYECTO: **FÉLIX IRETA**
UBICACIÓN:

FECHA: 09/03/2006
DISEÑADO:
NOTAS:

DATOS DEL TRAFICO:

FACTOR DE SENTIDO (FS): 1.00
FACTOR DE CARRIL (FC): 0.80

TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA): 1500

	COMPOSICION VEHICULAR			
Tipo de Vehículo	%	%Cargados	%Vacíos	Total Diários
A2	75.00	100.00	0.00	1125.00
A´2	10.00	100.00	0.00	150.00
B2	10.00	60.00	40.00	150.00
B3	5.00	60.00	40.00	75.00

TASA DE CRECIMIENTO ANUAL: 2 %
PERÍODO DE DISEÑO: 20 AÑOS

DATOS DEL PAVIMENTO:

MODULO DE REACCION (K): 170 Pci
MODULO DE RUPTURA (MR): 640.1 Psi
FACTOR DE SEGURIDAD DE CARGA (FSC): 1.1
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (Ec): 4,000,000 Psi
MODULO DE POISSON (μ): 0.15
FACTOR 2: 0.9653
FACTOR 3: 0.8940
FACTOR 4: 0.9530
RIGIDEZ RELATIVA (l): 32.4294 in

Se considera que el pavimento no cuenta con barras pasajuntas para la transferencia de carga, además de también considerar que el pavimento no cuenta con soporte lateral.

RESULTADOS

ESPESOR: 8.2 in (20.83 cms)
% DE FATIGA: 69.69 % OK
% EROSION: 77.93 % OK

El espesor es adecuado para los datos de diseño

MODULACION DE LOSAS

SEPARACION MAXIMA DE JUNTAS TRANSVERSALES:	5.0 metros
RANGO DE SEPARACION DE JUNTAS LONGITUDINALES:	3.0 a 4.5 metros

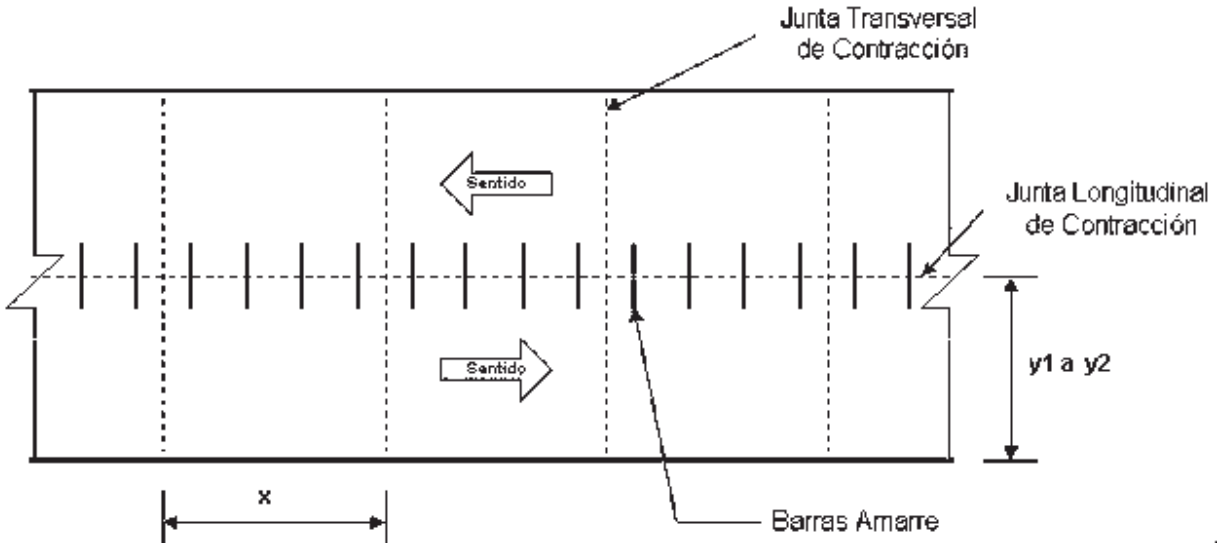
BARRAS DE AMARRE

Separación en cms, según la distancia al extremo.

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

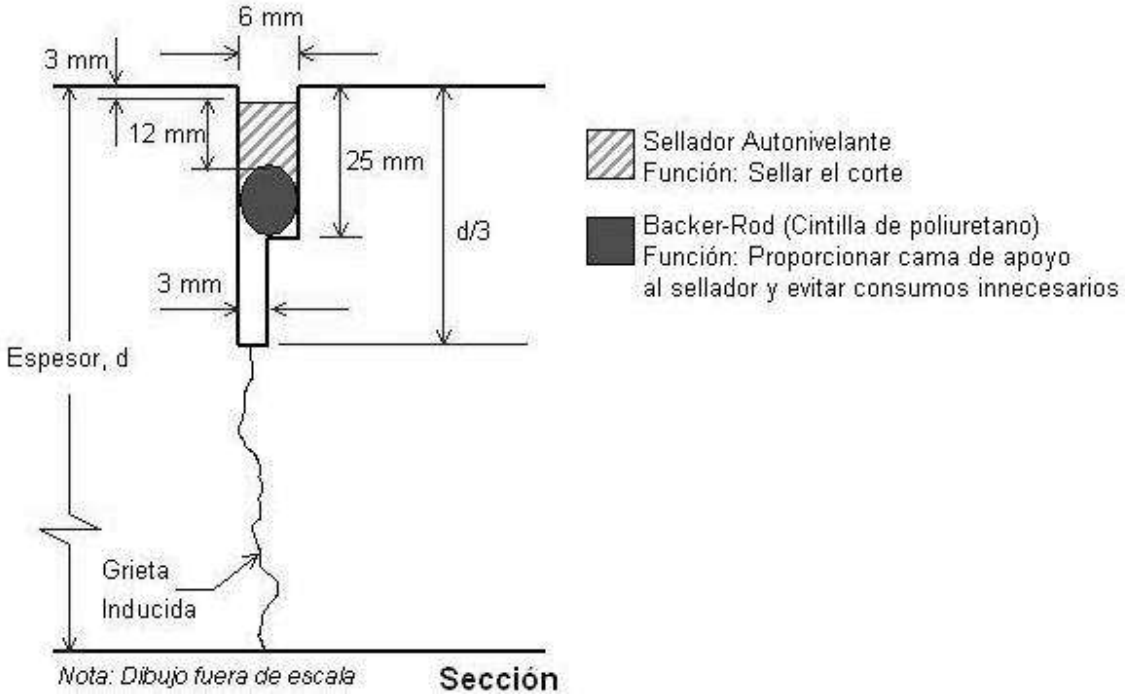
x = 5.0 metros y1 = 3.0 metros y2 = 4.5 metros *



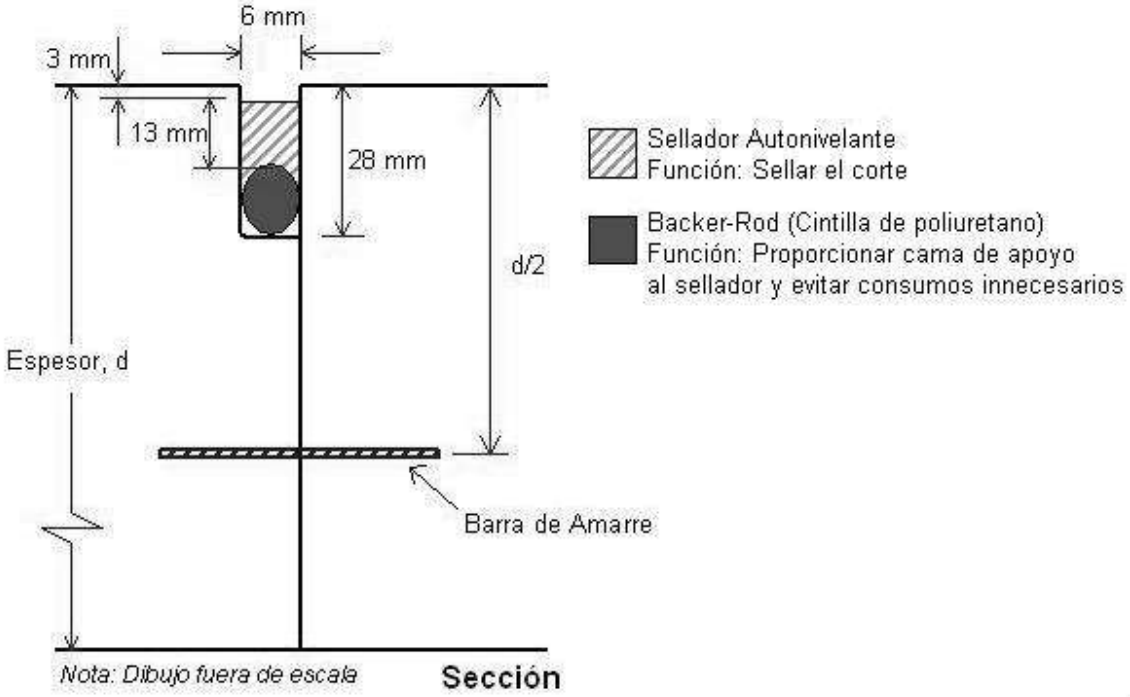
*** La relación largo/ancho de las losas debe estar entre 0.71 y 1.40**

DETALLES DE JUNTAS:

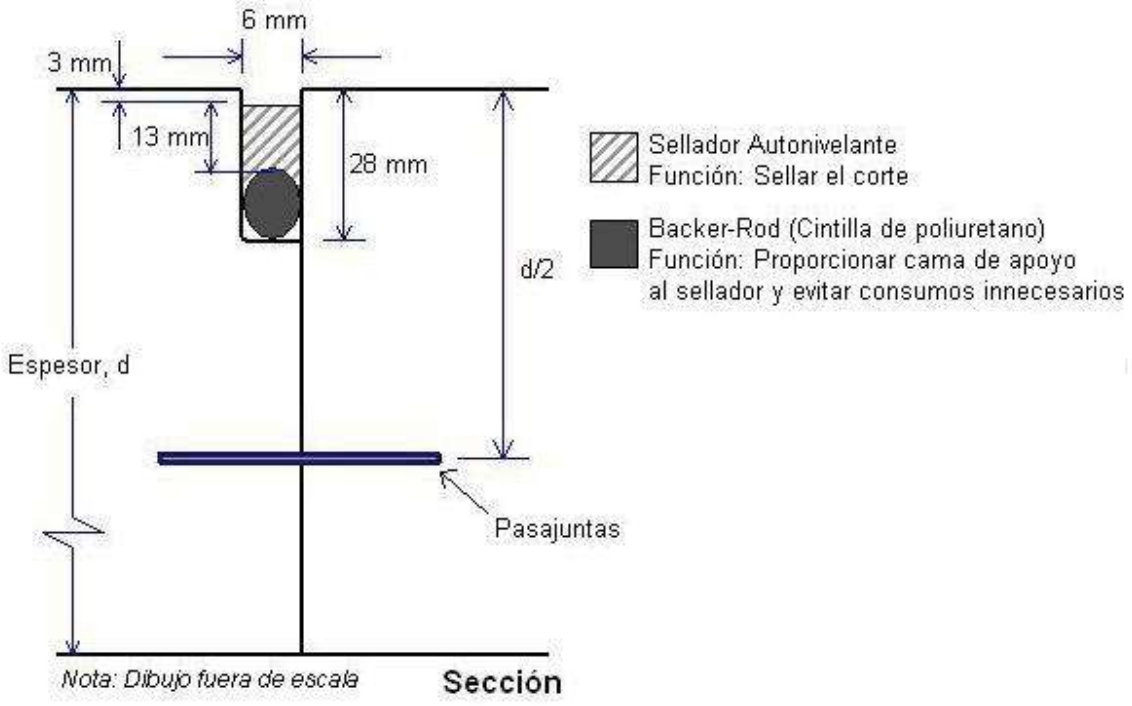
1) DETALLE DE JUNTA DE CONTRACCION TRANSVERSAL ASERRADA CON DISCO DE DIAMANTE DE 1/8" DE ESPESOR.



2) DETALLE DE JUNTA LONGITUDINAL.



3) DETALLE DE JUNTA DE CONSTRUCCIÓN.



Proyectos PCA

Espesor Optimo | Reporte | Regresar | Espesor= 8.2 in (20.83 cms) | Análisis de Fatiga | Análisis de Erosión

Carga del eje, en Kips	Carga del eje por FS=1.1	Repeticiones esperadas	f1	Esfuerzo Actuante	Esf. Act./MR	Repeticiones Permisibles	% de Fatiga	Trabajo	Repeticiones Permisibles	% de Daño
L=32.4294			Fact2=0.9653		Fact3=0.894			Fact4=0.953		
EJES SENCILLOS					Msen = 3221.6				FESen = 3.0	
22.0	24.20	638,535	1.3438	317.70	0.4963	916,200	69.69	42.34	1,048,454	60.90
15.4	16.94	425,690	0.9610	227.20	0.3549	ilimitadas	0.00	20.75	10,263,082	4.15
12.1	13.31	957,802	0.7661	181.12	0.2830	ilimitadas	0.00	12.81	92,906,769	1.03
8.8	9.68	212,845	0.5679	134.26	0.2097	ilimitadas	0.00	6.77	ilimitadas	0.00
8.4	9.24	1,064,225	0.5436	128.52	0.2008	ilimitadas	0.00	6.17	ilimitadas	0.00
7.7	8.47	425,690	0.5009	118.42	0.1850	ilimitadas	0.00	5.19	ilimitadas	0.00
3.7	4.07	1,064,225	0.2515	59.46	0.0929	ilimitadas	0.00	1.20	ilimitadas	0.00
2.2	2.42	15,963,372	0.1543	36.48	0.0570	ilimitadas	0.00	0.42	ilimitadas	0.00
					Sub Total Ejes Sencillos		69.69 %	Sub Total Ejes Sencillos		66.08 %
EJES TANDEM					Mtan = 2815.4				FETan = 3.2	
30.8	33.88	319,267	0.9610	198.55	0.3102	ilimitadas	0.00	30.92	2,701,374	11.82
17.6	19.36	212,845	0.5679	117.34	0.1833	ilimitadas	0.00	10.10	800,911,501	0.03
					Sub Total Ejes Tandem		0.00 %	Sub Total Ejes Tandem		11.85 %
					RESUMEN					
					Sub Total Ejes Sencillos		69.69 %	Sub Total Ejes Sencillos		66.08 %
					Sub Total Ejes Tandem		0.00 %	Sub Total Ejes Tandem		11.85 %
					Sub Total Ejes Tridem		0.00 %	Sub Total Ejes Tridem		0.00 %
					TOTAL FATIGA		69.69 %	TOTAL EROSION		77.93 %

EJEMPLO 5

PROYECTO: **FRANCISCO J. MÚJICA**
UBICACIÓN:

FECHA: 18/01/2006
DISEÑADO:
NOTAS:

DATOS DEL TRAFICO:

FACTOR DE SENTIDO (FS): 1.00
FACTOR DE CARRIL (FC): 0.80

TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA): 1200

	COMPOSICION VEHICULAR			
Tipo de Vehículo	%	%Cargados	%Vacíos	Total Díarios
A2	65.00	100.00	0.00	780.00
A´2	10.00	100.00	0.00	120.00
B2	10.00	60.00	40.00	120.00
B3	10.00	60.00	40.00	120.00
B4	5.00	60.00	40.00	60.00

TASA DE CRECIMIENTO ANUAL: 3 %
PERÍODO DE DISEÑO: 20 AÑOS

DATOS DEL PAVIMENTO:

MODULO DE REACCION (K): 170 Pci
MODULO DE RUPTURA (MR): 640.1 Psi
FACTOR DE SEGURIDAD DE CARGA (FSC): 1.1
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (Ec): 4,000,000 Psi
MODULO DE POISSON (μ): 0.15
FACTOR 2: 0.9646
FACTOR 3: 0.8940
FACTOR 4: 0.9530
RIGIDEZ RELATIVA (l): 32.1323 in

Se considera que el pavimento cuenta con barras pasajuntas para la transferencia de carga, además de también considerar que el pavimento no cuenta con soporte lateral.

RESULTADOS

ESPESOR 8.1 in (20.57 cm)
% DE FATIGA 93.21 % OK
% DE EROSIÓN 18.88 % OK

El espesor es adecuado para los datos de diseño.

MODULACIÓN DE LAS LOSAS

SEPARACIÓN MÁXIMA DE JUNTAS TRANSVERSALES	4.9 metros
RANGO DE SEPARACIÓN DE JUNTAS LONGITUDINALES	3.0 a 4.5 metros

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)

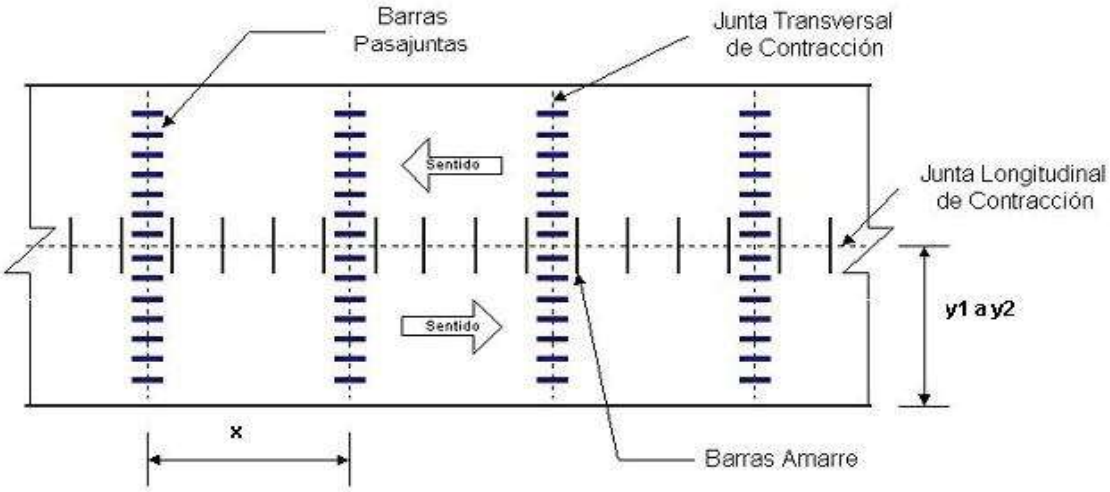
BARRAS DE AMARRE

Separación en cms, según la distancia al extremo.

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

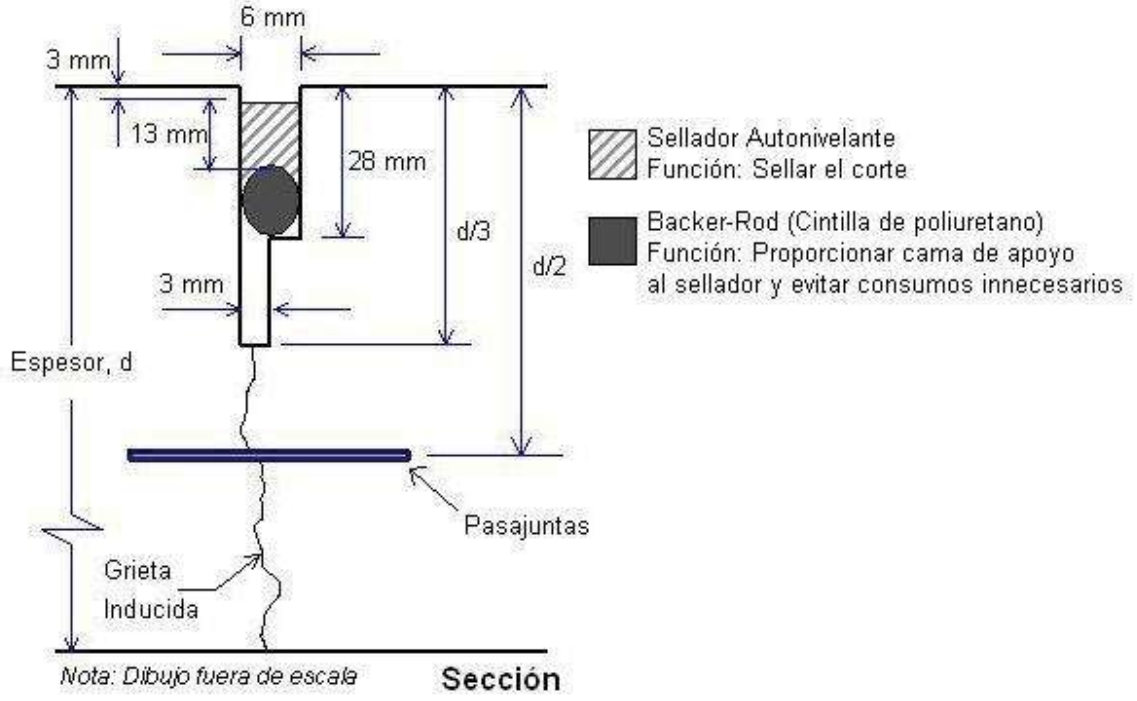
x = 4.9 metros y1 = 3.0 metros y2 = 4.5 metros *



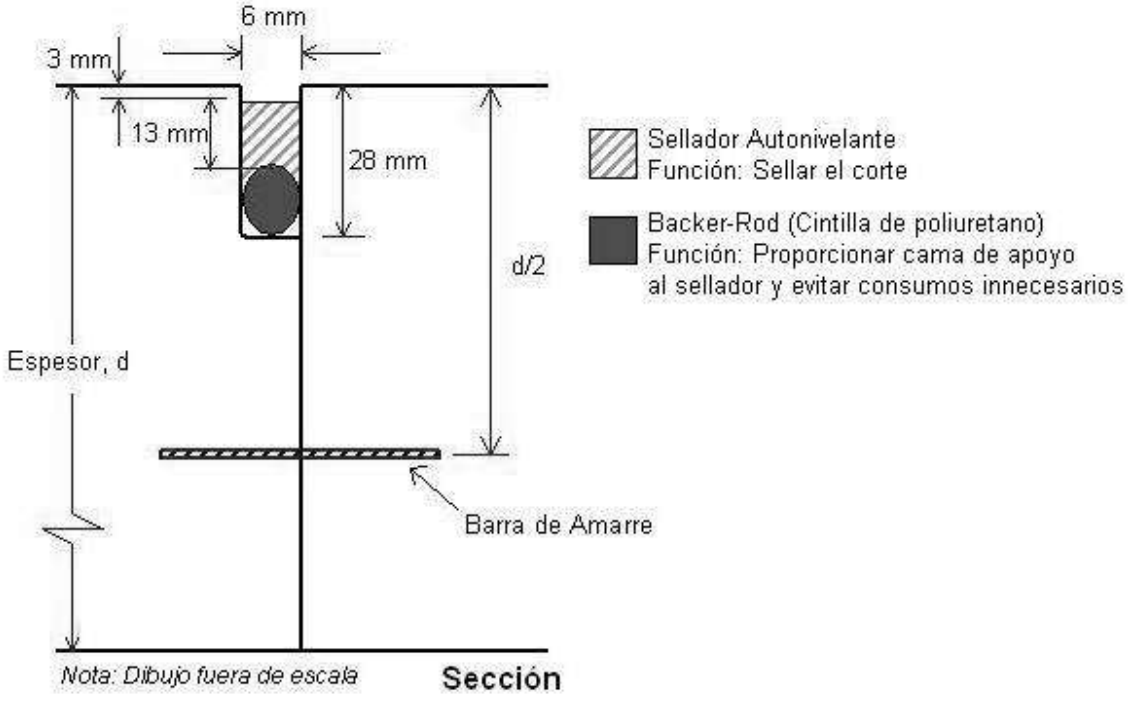
La relación largo/ancho de las losas debe estar entre 0.71 y 1.40

DETALLES DE JUNTAS:

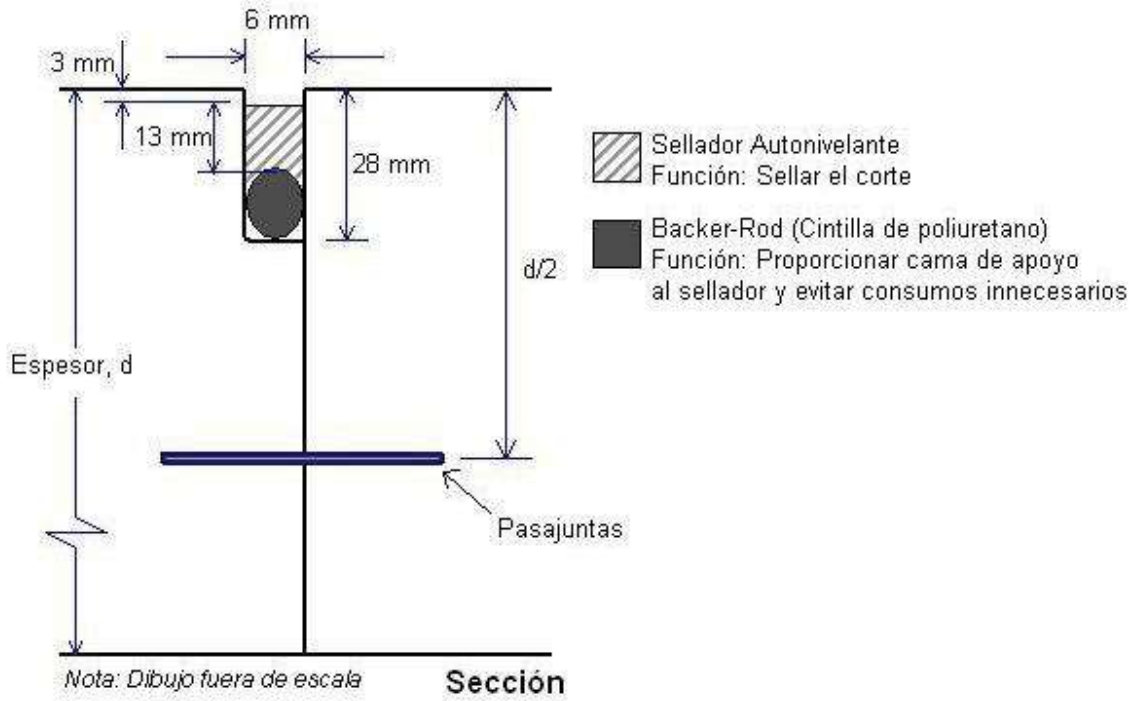
1) DETALLE DE JUNTA DE CONTRACCION TRANSVERSAL ASERRADA CON DISCO DE DIAMANTE DE 1/8" DE ESPESOR.



2) DETALLE DE JUNTA LONGITUDINAL.



3) DETALLE DE JUNTA DE CONSTRUCCIÓN.



Proyectos PCA

Espesor Optimo | Reporte | Regresar | Espesor= 8.1 in (20.57 cms) | Análisis de Fatiga | Análisis de Erosión

Carga del eje, en Kips	Carga del eje por FS=1.1	Repeticiones esperadas	f1	Esfuerzo Actuante	Esf. Act./MR	Repeticiones Permisibles	% de Fatiga	Trabajo	Repeticiones Permisibles	% de Daño
	L=32.1323			Fact2=0.9646		Fact3=0.894		Fact4=0.953		
EJES SENCILLOS					Msen = 3200.3				FESen = 2.8	
22.0	24.20	564,923	1.3438	323.21	0.5049	606,064	93.21	26.91	4,204,098	13.44
15.4	16.94	376,615	0.9610	231.14	0.3611	ilimitadas	0.00	13.18	78,022,904	0.48
12.1	13.31	1,129,846	0.7661	184.26	0.2879	ilimitadas	0.00	8.14	ilimitadas	0.00
8.8	9.68	376,615	0.5679	136.59	0.2134	ilimitadas	0.00	4.31	ilimitadas	0.00
8.4	9.24	941,538	0.5436	130.75	0.2043	ilimitadas	0.00	3.92	ilimitadas	0.00
7.7	8.47	376,615	0.5009	120.48	0.1882	ilimitadas	0.00	3.30	ilimitadas	0.00
3.7	4.07	941,538	0.2515	60.49	0.0945	ilimitadas	0.00	0.76	ilimitadas	0.00
2.2	2.42	12,239,993	0.1543	37.11	0.0580	ilimitadas	0.00	0.27	ilimitadas	0.00
					Sub Total Ejes Sencillos		93.21 %	Sub Total Ejes Sencillos		13.92 %
EJES TANDEM					Mtan = 2788.7				FETan = 2.9	
30.8	33.88	847,384	0.9610	201.41	0.3147	ilimitadas	0.00	18.16	17,080,666	4.96
17.6	19.36	564,923	0.5679	119.02	0.1859	ilimitadas	0.00	5.93	ilimitadas	0.00
15.4	16.94	282,461	0.5009	104.98	0.1640	ilimitadas	0.00	4.54	ilimitadas	0.00
11.0	12.10	188,308	0.3651	76.52	0.1195	ilimitadas	0.00	2.32	ilimitadas	0.00
					Sub Total Ejes Tandem		0.00 %	Sub Total Ejes Tandem		4.96 %
					RESUMEN					
					Sub Total Ejes Sencillos		93.21 %	Sub Total Ejes Sencillos		13.92 %
					Sub Total Ejes Tandem		0.00 %	Sub Total Ejes Tandem		4.96 %
					Sub Total Ejes Tridem		0.00 %	Sub Total Ejes Tridem		0.00 %
					TOTAL FATIGA		93.21 %	TOTAL EROSION		18.88 %

COMPARATIVA ENTRE EL MÉTODO PCA Y EL AASHTO.

5.1 ANALISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO AASHTO Y EL METODO PCA.

Ambos métodos 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 un 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 son la servicialidad inicial y final. En cambio considera de una manera más real la contribución del tráfico en la formulación.

El método de diseño de la PCA considera dos criterios de evaluación en el procedimiento de diseño, el criterio de erosión de la sub-base por debajo de las losas y la fatiga del pavimento de concreto.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 del esfuerzo de fatiga reconoce que el pavimento pueda fallar, presentando agrietamiento derivado de excesivas repeticiones de carga.

A diferencia del método AASHTO el método de diseño PCA, consideró un valor fijo de módulo de elasticidad del Concreto (Ec) = 4´000,000 psi, que no lo hizo variar en relación con la resistencia a la flexión del concreto (MR), así como tampoco varió el coeficiente de poisson de 0.15.

Este método considera algunas limitaciones en los valores de módulo de reacción K del suelo, en donde el rango de valores para los que el método fue desarrollado oscila entre los 50 y 700 pci.

Una ventaja que se debe reconocer en el método del PCA es que toma el tráfico real que estima circulará sobre el pavimento, sin convertirlo Ejes Sencillos Equivalentes.

Variables que intervienen en el método PCA.

- Espesor Inicial del Pavimento.
- Módulo de Reacción K del suelo.
- Tráfico.
- Factor de Seguridad de Carga.

1.3 **Casos especiales con muy altos volúmenes de tráfico pesado y cero** mantenimiento.
1.2 Para Autopistas ó vialidades de varios carriles en donde se presentará un flujo ininterrumpido de tráfico y altos volúmenes de tráfico pesado.
1.1 Autopistas y vialidades urbanas con volúmenes moderados de tráfico pesado.
1.0 Caminos y calles secundarias con muy poco tráfico pesado.

- Transferencia de Carga y Soporte Lateral.
- Propiedades del Concreto:
  - Módulo de Ruptura (Considera una reducción del 15% por seguridad).
  - Módulo de Elasticidad Fijo = 4,000,000 psi.
  - Módulo de Poisson Fijo = 0.15.

Variables que intervienen en el método AASHTO.

- Espesor.
- Serviciabilidad (Inicial y Final).
- Tráfico (Ejes Equivalentes).
- Transferencia de Carga.
- Propiedades del Concreto (Módulos de Ruptura y Elasticidad).
- Resistencia de la Subrasante (Módulo de Reacción).
- Drenaje.
- Confiabilidad (Confiabilidad y Desviación Estándar).

A continuación se muestra la diferencia de espesores aplicando ambos métodos al mismo ejemplo, que en este caso fue el de Santiaguito. Como se puede ver el espesor obtenido por el método de la PCA resulta un poco mayor.

AASHTO	PCA
Espesor del Pavimento: 6.04” (15.34cms)	Espesor del Pavimento Óptimo: 7.1" (18.03 cms)

Esto se debe a que el Método AASHTO interviene un mayor número de variables que ayudan a modelar de mejor manera las condiciones del proyecto al momento de estar diseñando un espesor, que el Método PCA no considera, pero q ue en cambio considera de una manera más real l a contribución del t ráfico en la formulación.

CONCLUSIONES.

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.

El método de diseño de la Portland Cement Association es exclusivamente un método de diseño desarrollado para pavimentos de concreto.

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 fátiga.

El procedimiento de diseño esta 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.

A continuación se muestra la siguiente tabla de resultados:

LUGAR	TIPO DE SUELO				TPDA	ESPESOR DE LA LOSA
	EDAFOLOGÍA	SUCS	VRS%	K		
SANTIAGUITO	Hh + Vp	ML	5.0	170	2000	**7 in (17.78 cm)**
NORIEGA	Lc + I + Hh	CH	3.0	170	800	**6.3 in (16 cm)**
LAS MESAS	Ao + To + Lc	SM	60	200	500	**5.8 in (14.73 cm)**
FELIX IRETA	Lc + Lv	CH	3.0	170	1500	**8.2 in (20.83 cm)**
FRANCISCO J. MÚJICA	Vp + I	CH	3.0	170	1200	**8.1 in (20.57 cm)**

EDAFOLOGÍA

Hh: Feozem Háplico
Vp: Vertisol Pélico
Lc: Luvisol Crómico
I: Litosol
Ao: Acrisol Órtico
To: Andosol Ócrico
Lv: Luvisol Vertico

SUCS

ML: Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.
CH: Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.
SM: Arenas limosas, mezclas de arena y limos.

VENTAJAS DE LOS PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO RESPECTO DE LOS PAVIMENTOS DE ASFALTO.

Con el fin de hacer un análisis comparativo entre los pavimentos de asfalto, es necesario mencionar sus ventajas o d esventajas de acuerdo a criterios de comparación prestablecidos; en el presente caso, se establecerán los siguientes criterios significativos:

A. Economía.
B. Comportamiento.
C. Diseño.
D. Mantenimiento.
E. Construcción.
F. Energía.
G. Seguridad.

A continuación se desglosan algunas ventajas de los pavimentos de concreto respecto a los de asfalto, atendiendo a los criterios de comparación anteriores.

a). ECONOMÍA.

Pavimentos de Concreto.

- Costo inicial competitivo.
- El concreto necesita muy poco mantenimiento.
- Amplia disponibilidad de plantas de concreto premezclado.
- Se requiere menor iluminación (bajo costo de alumbrado).
- Mayor vida útil. Más barato por año de vida útil.
- Se reduce el costo de reparación de automóviles.

Pavimentos de Asfalto.

- El costo fluctúa con los precios del petróleo (costo en el mercado internacional).
- Se requiere mantenimiento continuo y costosas reparaciones.
- Escasa disponibilidad de plantas de asfalto.
- Se requiere una mayor iluminación (costo de alumbrado).
- Menor vida útil. Más caro por año de vida útil.
- Surcos y baches en el pavimento causan mayor daño a los automóviles.

b). COMPORTAMIENTO.

Pavimentos de Concreto.

- Mayor vida útil y mejores condiciones de servicio.
- Pueden diseñarse para resistir ataque químico, aceites, intemperismo, etc.
- Pueden soportar mejor las sobrecargas de vehículos, pocas limitaciones de peso (tons.).
- Distribuye más eficientemente las cargas de las llantas requiriéndose así menores espesores de capas subyacentes y/o especificaciones menos rígidas de materiales.
- Soportan el calor y no se reblandecen ni se vuelven “pegajosos”.
- Mejor respuesta en áreas difíciles donde son comunes cargas pesadas, y en sitios donde hay semáforos.

Pavimentos de Asfaltos.

- Limitada vida útil antes de requerir reparación.
- Son afectados por aceites, agentes químicos, clima, etc.
- Vehículos pesados dañan las capas subyacentes.
- Las cargas transmitidas por llantas de camiones pueden provocar falla del pavimento.

- En climas calientes las temperaturas altas provocan “reblandecimiento” del pavimento, superficies “pegajosas”, pérdida de materiales, etc.
- Usualmente fallan en áreas difíciles: calles inclinadas, sitios de semáforos, etc.

c). DISEÑO.

Pavimentos de Concreto.

- Se requiere una excavación mínima; usualmente pueden desplantarse sobre la misma terracería o sobre una sub-base de 10 a 15 cms de espesor de suelo granular.
- Se pueden diseñar para cualquier magnitud de carga esperada.
- Su resistencia aumenta con el tiempo.
- Menores normas de iluminación.
- Diseño integral del pavimento y guarniciones (aumentando velocidad de construcción).

Pavimentos de Asfalto.

- Se requiere una mayor excavación para alojar las capas del pavimento, así como mayores volúmenes de acarreos de materiales seleccionados.
- Incertidumbre en su respuesta ante cargas pesadas.
- Su resistencia no aumenta con el tiempo, por el contrario sufre efectos de envejecimiento o oxidación del asfalto.
- Mayores normas de iluminación.
- Diseño separado de pavimento y guarniciones.

d). MANTENIMIENTO.

Pavimentos de Concreto.

- Bajo costo anual; no se requieren presupuestos altos para relleno de juntas.
- Se requiere poco trabajo de limpieza.
- La reparaciones son uniformes, limpias y fácilmente terminadas.
- Se requieren menos mano de obra y equipo para las reparaciones.

Pavimentos de Asfalto.

- Se requiere “bacheo” rutinario y la colocación de riegos de sello.
- Es necesario un barrido energético, por la acumulación de polvo en las depresiones del pavimento.
- Las reparaciones son irregulares, necesitándose selladores a base de asfalto líquido.
- Se requieren más mano de obra y equipo para hacer las reparaciones.
- Construcción.

e). CONSTRUCCIÓN.

Pavimentos de Concreto.

- Se terminan en una “pasada”.
- Se concluyen los trabajos más rápido; se dispone de plantas premezcladoras en casi cualquier lado.
- Facilidad de construcción; pueden colocarse de una manera simple.
- Pueden colocarse en climas fríos o calientes.

Pavimentos de asfalto.

- Sistema multicapa que requieren varias “pasadas” del equipo de colocación y compactación.
- Escasez de plantas de asfalto.
- Muchos pasos constructivos; pocos contratistas están equipados.
- Puede colocarse únicamente en temporadas de climas cálidos.

f). ENERGÍA.

Pavimentos de Concreto.

- Se fabrican con materiales locales.
- Cualquier reparación se hace con materiales locales.
- No se requiere calentamiento de la mezcla.
- Se consume menos energía para iluminación.

Pavimentos de Asfalto.

- Se fabrica con materiales transportados desde grandes distancias.
- Se repara con el mismo tipo de materiales anteriores.
- Los materiales deben calentarse antes de su colocación.
- Mayor consumo de energía para iluminación debido al color negro.

g). SEGURIDAD.

Pavimentos de Concreto.

- Excelente reflexión de la luz, mayor visibilidad.
- Mayor resistencia al derrape o deslizamiento en condiciones húmedas o secas.

Pavimentos de Asfalto.

- Pobre reflexión de la luz debido a su color oscuro.
- Superficie resbaladiza cuando se humedecen.

OBSERVACIONES GENERALES:

Además del análisis comparativo anterior puede establecerse las siguientes observaciones generales. El precio del asfalto se ha elevado tanto que la pavimentación con este material tiene ahora el mismo costo inicial que la pavimentación con concreto, cuando ambos pavimentos están sujetos a tráfico similar. Los pavimentos de concreto tienen una probada vida útil mayor que los pavimentos de asfalto sujetos a un tráfico similar; por ello el costo anual de los pavimentos de concreto es menor. Se ha observado una vida útil de los pavimentos de concreto de 35 a 50 años o más.

Los métodos de construcción modernos, con equipos de alto rendimiento, permiten lograr ahorros significativos en la construcción de pavimentos de concreto. La construcción de guarniciones integrales, también permite reducir costos en mano de obra y equipo.

Los pavimentos de asfalto requieren periódicamente de bacheo, sellado superficial y re-encarpetado. El concreto no requiere de tales reparaciones. Usar concreto en lugar de asfalto significa menos problemas e inconveniencias causadas por el cierre de calles y avenidas, debido a reparaciones y/o mantenimiento periódico.

Se requiere menor consumo de energía para pavimentar con concreto. Se requiere menor alumbrado para iluminar pavimentos de concreto.

BIBLIOGRAFÍA

- Ingeniería de Tránsito.
  Fundamentos y Aplicaciones.
  Rafael Cal y Mayor R.
  James Cárdenas G.
  7ª Edición.
  Alfaomega.

- Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos
  de CEMEX.

- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres.
  Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas.
  Alfonso Rico Rodríguez y Hermilio del Castillo.
  Edit. Limusa.
  Volumen 1.

- Vías de Comunicación.
  Caminos, Ferrocarriles, Aeropuertos, Puentes y Puertos.
  Tercera Edición.
  Ing. Carlos Crespo Villalaz.
  Editorial Limusa.

- Introducción a la Ingeniería de Caminos.
  José Alfonso Mier Suárez.
  Primera Edición.