



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN
LÍNEA
(CIDEL)**

**DIPLOMADO
"Pavimentos"
CV126**

Mayo-Julio 2006

**Coordinado por:
Ing. Miguel Sánchez Mejía**

**Impartido por:
Ing. Gilberto Ricardo Hernández y Espinosa
Ing. Gabriel Atala Barrero
Ing. Gabriel Gutierrez Rocha
Ing. Victor Raygoza Ávalos
Ing. David Barrera Peña**

Diplomado: Pavimentos

Para: Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción

Lugar: Pachuca, Hgo.

Tiempo: 120 h

Fecha: 19 de mayo al 15 de julio de 2006.

Horario: viernes de 9:00 a 14:00 y de 15:00 a 19:00 h; sábado de 8:00a 14:00 h

Coordinador: Ing. Miguel Sánchez Mejía

Objetivo conocer los aspectos que intervienen en el diseño, proyecto, evaluación y rehabilitación de pavimentos flexibles, así como las nuevas tecnologías en este ámbito

TEMAS

	FECHA	EXPOSITOR
I - INGENIERIA DE TRANSITO	19 y 20 de mayo	Ing Gilberto Ricardo Hernández y Espinosa
I 1 Elementos de tránsito		
I 2 Características de los vehículos (dimensiones, pesos)		
I 3 Características generales del tránsito		
I 4 Estudio del tránsito		
I 5 Interpretación de los datos viales		
II - INGENIERIA DE TRANSPORTE	26 y 27 de mayo	Ing Gilberto Ricardo Hernández y Espinosa
II 1 Características del transporte		
II 2 Características de los vehículos de transporte		
II 3 Redes de transporte		
III - INGENIERIA HIDRAULICA APLICADA A LAS CARRETERAS	2 y 3 de junio	Ing Gabriel Atala Barrero
III 1 Clasificación y descripción del sistema de drenaje (alcantarillas, puentes y obras complementarias)		
III 2 Estudios hidrológicos		
III 3 Estudios hidráulicos		
III 4 Diseño hidráulico de alcantarillas y puentes		
III 5 Socavación		
III 6 Problemas específicos de drenaje en carreteras		
IV - MEZCLAS ASFÁLTICAS	9 y 10 de junio	Ing Gabriel Gutiérrez Rocha
IV 1 Asfaltos		
Origen y propiedades		
Cementos asfálticos		
Asfaltos modificados		
Emulsiones asfálticas		
Normas de calidad		
IV 2 Diseño y control de mezclas asfálticas		
Tipos de mezclas		
Método Marshall, método CKE, método de Hveem		
Método de compresión sin confinar y diametral		
Método cántabro		
Normas de calidad		
Control de calidad en la producción		
IV 3 Elaboración, tendido y compactación		
Procedimiento de elaboración En frío y en caliente.		

Cuidados en el transporte, tendido y compactación de mezclas
Normas de construcción y acabados

V - CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO	16 Y 17 de junio	Ing Víctor Raygoza Ávalos y Ing David Barrera Peña
V 1 Materiales y Propiedades del concreto fresco V 2 Producción, Mezclado y Transporte V 3 Colocación, Compactación, Acabado y Curado V 4 Tratamiento de juntas V 5 Control de Calidad V 6 Propiedades del concreto endurecido		
VI - DISEÑO DE PAVIMENTOS	23 y 24 de junio	Ing. Miguel Sánchez Mejía
VI 1 Introducción VI 2 Tipos de pavimentos VI 3 Factores que influyen en el diseño VI 4 Estudios necesarios, pruebas de laboratorio y de campo necesarias para diseño VI 5 Métodos de diseño de pavimentos "flexibles" y "rígidos"		
VII - EVALUACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES	30 de junio 1 de julio	Ing Miguel Sánchez Mejía
VII 1 Índice de servicio actual (ISA) o índice de rugosidad internacional (IRI) VII 2 Tipos de deterioro y sus causas VII 3 Capacidad estructural VII.4 Exploración geotécnica y calidad de materiales		
VIII - REHABILITACION DE PAVIMENTOS	7, 8 y 14 de julio	Ing Miguel Sánchez Mejía
VIII 1 Vida remanente y refuerzo requerido VIII 2 Análisis de información VIII 3 Opciones de rehabilitación con estrategias de conservación VIII 4 Análisis de costos VIII 5 Selección de la opción de rehabilitación más conveniente		
IX - PROYECTO EJECUTIVO	15 de Julio	Ing Miguel Sánchez Mejía
X - NUEVAS TECNOLOGIAS DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES	15 de julio	Ing Miguel Sánchez Mejía

PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS

M en C. Ing. Gilberto Ricardo Hernández y Espinosa.

1 CRITERIOS Y CONTROLES DE PROYECTO

- 1.1. *El Usuario*
- 1.2. *El Conductor*
- 1.3. *El Peatón*
- 1.4. *El Pasajero*
- 1.5. *El Tránsito*
- 1.6. *Clasificación del Flujo Vehicular*
- 1.7. *Vehículo de Proyecto*

Características Operacionales de los Vehículos en el Proyecto
geométrico de Carreteras

Características Estática

Cinemática del vehículo

Movimiento Uniformemente Acelerado

Movimiento con Aceleración no Uniforme

Dinámica de los Vehículos

Frenado

Resistencia al Movimiento y Requerimientos de Fuerza

Resistencia al Rodamiento

Resistencia al Aire

Resistencia a la Pendiente

Resistencia a la Curvatura

Resistencia a la Inercia

Caballos de Fuerza, HP

Relación Peso / Potencia

Rendimientos de la Aceleración

Máximas tasas de aceleración

La importancia de la aceleración en el cálculo de la distancia de visibilidad de rebase

1.8. *El Camino.*

Elementos Básicos

Carril de circulación

Acotamientos

Sección Transversal

Pendiente del Pavimento

Hombros

Ancho de carriles

Guarniciones

1.9. *La Velocidad*

Velocidad de Proyecto

2 ELEMENTOS PARA PROYECTO

Proyecto Geométrico
Tipos de Terreno

2.1. Distancias de Visibilidad

Distancia de Visibilidad de Parada
Distancia de Visibilidad de Rebase
Distancia de Visibilidad de Encuentro

2.2. Alineamiento Horizontal

Tangentes
Curvas Circulares
Curvas Espirales de transición
Sobre elevación
Coeficiente de Fricción transversal
Grado Máximo de Curvatura

2.2. Alineación Vertical

Definición
Tangentes Verticales
Pendiente Gobernadora
Pendiente Máxima
Pendiente Mínima
Longitud crítica en pendientes del alineamiento vertical
Curvas Verticales

2.3. Sección Transversal

Definición.
Elementos que la integran
Transición de Bombeo – Sobreelevación
Calzada
Carriles
Acotamientos
Subcorona
Subrasante
Pendiente transversal
Cunetas
Contra cunetas
Taludes
Corona
Rasante
Pendiente Transversal
Bombeo
Sobre elevación
Distancia a obstáculos laterales

Terreno
Guarniciones
Guarniciones Verticales
Guarniciones Achaflanadas
Bordillos
Banquetas
Fajas Separadoras
Barreras
Barreras Metálicas
Barreras de Concreto Hidráulico
Derecho de Vía
Secciones Típicas de las Carreteras

3 PROYECTO GEOMÉTRICO

3.1. Metodología para Proyecto

Planta General
Planta Constructiva
Planta de Gálbos
Perfiles
Secciones de Construcción
Planta de Derecho de Vía
Planta de señalamiento
Planta de señalamiento de protección de obra

3.2. Recomendaciones para el Proyecto

3.3 Rampas de Emergencia

Tipos de Rampas
Consideraciones de proyecto

3.5. Proyecto de la subrasante

1. CRITERIOS Y CONTROLES DE PROYECTO

1.1. El usuario

El usuario de una carretera podrá ser **el conductor** de cualquier medio automotor permitido sobre la misma, tal es el caso de quienes guían bicicletas, motocicletas y automóviles, sean estos últimos vehículos ligeros, autobuses o camiones; también, son usuarios de la carretera **los peatones** que la cruzan, ya sea a nivel o a desnivel, o transiten en espacios específicos como son las calles peatonales o las banquetas. Por último, otro usuario es **el pasajero**, mismo que es de la misma importancia que los dos anteriores, ya que de su demanda depende el diseño de otros elementos del camino como son los paraderos.

1.2. El conductor

De este actor dependen los principales elementos para el proyecto geométrico de las carreteras, tal es el caso de su agudeza visual, de sus tiempos de percepción-reacción, y de la altura del ojo como tal.

La agudeza visual es el principal elemento que incide en el proyecto geométrico, pues de ésta dependen la percepción por parte del conductor de todos los elementos del camino y de los diferentes objetos y animales que se pudieran encontrar en él en un momento dado.

La visión periférica del humano es de hasta 160° cuando no se encuentra transitando; al empezar a moverse ésta empieza a disminuir, de tal manera que los conductores de vehículos reducen su campo visual periférico hasta 12° ; de ahí que se tenga una buena percepción de los objetos, únicamente en un cono visual de 5 a 6° y la máxima agudeza visual se alcanza dentro de un ángulo de 3° . En el plano vertical esta agudeza se encuentra entre el 0.5 y el 0.75 del plano horizontal.

Por lo anterior, el proyecto geométrico se confía en la agudeza visual y no en la visión periférica, de ahí que las señales y demás elementos del camino deberán estar dentro de un cono de visión de 10° , y como máximo en un cono de 12° .

El tiempo de percepción-reacción de un conductor requiere de la percepción, de la intelección, de la emoción y de la volición (PIEV) de situaciones sobre el camino, de tal manera que mientras más compleja viene a ser una situación, quien maneje debe disponer del tiempo suficiente para hacer una evaluación apropiada de todos los factores que intervienen, con el fin de reaccionar con seguridad.

El tiempo requerido para dicha acción varía desde 0.5 s para situaciones simples hasta 5 s para situaciones complejas; el tiempo de percepción - reacción está involucrado en la determinación de las distancias de visibilidad de parada, de rebasamiento y de encuentro, así como en la toma de decisiones al leer los señalamientos y tomar la opción adecuada de su viaje en la carretera.

La altura del ojo del conductor y del objeto sobre la carretera es indispensable para calcular las curvas verticales en cima, ya sea tanto para distancias de visibilidad de rebasamiento como para distancias de visibilidad de parada; esta altura ha variado con los años y con los diferentes modelos vehiculares y sus tendencias, de tal manera que actualmente se mantiene en 1.4 m

Para calcular la distancia de visibilidad de rebasamiento, se considera una altura del objeto de 0.60 m y para estimar la distancia de visibilidad de parada, una altura del objeto de 0.15 m.

1.3. El peatón

Para el proyecto geométrico de los caminos nos interesarán del peatón sus tiempos de percepción-reacción y la velocidad de caminata, distinguiendo en este caso las velocidades y tiempos de los diferentes grupos que confluyen a la carretera, tal es el caso de niños, mujeres embarazadas, adultos y personas de la tercera edad.

El peatón requiere tiempos de percepción-reacción de 1 a 4 s, según cuál sea la acción a seguir, que puede ir desde percibir las luces de un semáforo hasta ver la aproximación de un vehículo y tomar las acciones correspondientes.

La velocidad de caminata de un peatón fluctúa en un rango muy pequeño, de 0.5 hasta 1.5 m/s; estas estimaciones son indispensables para el cálculo de los pasos peatonales a nivel, y para el cálculo de los tiempos de ámbar de un semáforo

1.4. El pasajero

Este elemento incide en una mínima parte en el proyecto geométrico de las carreteras, como es el caso de los paraderos y es de suma importancia en el establecimiento de las normas para la fabricación de vehículos, para que estos respondan a las características ergonómicas del pasajero nacional

1.5. El tránsito

Al proyectar una carretera, la selección del tipo de camino, las intersecciones, los accesos y los servicios dependen fundamentalmente de la demanda de los usuarios, es decir, del volumen de tránsito que circulará en un intervalo de tiempo dado, de su variación, su tasa de crecimiento, la composición del flujo peatonal, de los ciclistas, etc.

Dada la relevancia del volumen de tránsito que absorberá el camino, es importante que para cada proyecto se determine el Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA), ya sea medido directamente para el caso de modernizaciones, o el asignado para caminos nuevos, así también, es fundamental la evolución que tendrá éste en su vida útil.

El crecimiento del tránsito se determina en función de la evolución histórica que éste ha presentado, y de las expectativas del desarrollo de las regiones que se comunican mediante carretera.

Para definir las características de los elementos de estas vías, se requiere determinar un volumen horario de proyecto que represente las condiciones de flujo, tanto en su magnitud como en su dirección, a lo largo del año en el periodo de proyecto, con un enfoque económico y operacional tal que permita un nivel de servicio satisfactorio.

El volumen horario de proyecto (vhp) se resume en la siguiente expresión:

$$vhp = TDPA * K * D * P$$

En donde .

vhp = volumen horario de proyecto.

TDPA = tránsito diario promedio anual.

K = factor de conversión de volumen diario a volumen horario.

D = factor Direccional.

P = factor de pronostico del tránsito.

Finalmente, dado que el volumen de tránsito lo componen diferentes tipos de vehículos con diversas características operacionales y físicas, es necesario conocer la cantidad de cada uno para estar en posibilidades de definir qué vehículo de proyecto debe utilizarse

1.6. Clasificación del flujo vehicular

El conocimiento oportuno y permanente de la situación que guarda la Red Carretera Nacional es fundamental para el análisis y toma de decisiones tendientes al desarrollo del sistema de transporte por carretera, y para examinar su interrelación con los demás modos de transporte. Para lograr lo anterior, la Dirección General de Servicios Técnicos, anualmente lleva a cabo un sistema de conteo vehicular que permite conocer los volúmenes y la clasificación del tránsito que circulan por la red carretera. La información descrita se pone a disposición de los usuarios a través de la publicación anual "Datos Viales".

Así también, para elaborar programas de construcción de carreteras nuevas, de modernización y conservación de la red en operación, y con objeto de conformar una red vial convenientemente estructurada que cubra con eficiencia la demanda del transporte en el país, los proyectistas y usuarios de esta información requieren conocer las características del movimiento de bienes y personas, y en qué tipo de vehículos lo realizan al desplazarse por carretera, para este fin. La información que en el campo de la Ingeniería de Tránsito proporcionan los Estudios de Origen y Destino es indispensable para llegar al deseo de movimiento de los usuarios, así como datos básicos relativos al motivo del viaje,

tipo y toneladas de productos transportados, número de pasajeros trasladados, peso de los vehículos de carga, así como la composición vehicular entre otros muchos datos básicos para la planeación. La información correspondiente a lo descrito, la Dirección General de Servicios Técnicos la pone a disposición del público usuario por medio de las publicaciones anuales denominadas "Estudios de Origen, Destino y Peso"

Con la información anterior se obtuvo la clasificación vehicular más representativa en la Red Carretera Nacional, la cual se muestra a continuación:

Tipo de vehículo	Descripción	Porcentaje
A	Automóvil	72
U	Utilitario	1
B	Autobús	5
C	Camión	22

A su vez, los camiones más representativos en el flujo vehicular se clasifican en cinco grupos.

Tipo de vehículo	Descripción	Porcentaje
C2	Camiones unitarios de dos ejes	35
C3	Camiones unitarios de tres ejes	22
T3S2	Tractor de tres ejes y semirremolque de dos ejes	24
T3S3	Tractor de tres ejes y semirremolque de tres ejes	15
T3S2R4	Tractor de tres ejes, semirremolque de dos ejes y remolque de cuatro ejes	1
Otros		3

El automóvil, por sus raíces (auto = por sí mismo; móvil = moverse), es un vehículo que a través de un conductor se mueve por sí mismo y designa a las unidades que transitan por los caminos mediante la fuerza desarrollada por un motor de combustión interna.

Sin embargo, históricamente los primeros que se fabricaron fueron para el transporte puramente personal, de dos y cuatro plazas; por la definición anterior se calificaron como automóviles, término que se utiliza exclusivamente para el vehículo ligero.

1.7 Vehículo de proyecto

Una carretera tiene por objeto permitir la circulación expedita y de manera económica, segura y cómoda a los usuarios de la misma. Así pues, la vía debe proyectarse para satisfacer las necesidades de transportación de un lugar a otro, considerando las reacciones y limitaciones del conductor. Por tanto, el proyecto de la vía debe realizarse en función de las características de los vehículos que circulan por ella.

Las características físicas de los vehículos en las carreteras nacionales, son los controles que ayudan a definir el proyecto geométrico de las carreteras, por tanto, es necesario examinar todos los tipos de vehículos, agruparlos por clases y establecer los tamaños y pesos representativos de cada grupo por utilizar.

El vehículo de proyecto se selecciona de aquellos modelos de motor con el peso, dimensiones y características operacionales que permitan uniformar el proyecto del camino, las características de este vehículo deben ser mayores que todos los de su clase y de todos aquellos que se espera utilicen el camino, de tal manera que para propósitos del diseño geométrico de carreteras, cada vehículo de proyecto tendrá dimensiones físicas más largas, así como los radios de giro mínimos mayores que todos aquellos de su clase

Las características del vehículo de proyecto se utilizan para definir, entre otros criterios de diseño las distancias de visibilidad, la sección transversal, la longitud máxima de tangentes verticales, etc. Debe seleccionarse el que presente dimensiones y características de giro iguales a, o mayores a aquellos automotores (los más largos) esperados en un número considerable.

Características operacionales de los vehículos en el proyecto geométrico de carreteras

Para estudiar y entender el comportamiento del vehículo hay que conocer sus características físicas y operacionales, por tal motivo, estudiaremos sus dimensiones, estática, cinemática y dinámica. Las principales características físicas de un vehículo de proyecto, desde el punto de vista del proyecto geométrico de las carreteras son longitud, distancia entre ejes, vuelo delantero y trasero, ancho y la altura del ojo del conductor; adicionalmente a ésta, el peso bruto vehicular.

De igual manera, las características operacionales son. los radios de giro mínimo, potencia y la relación peso - potencia; así mismo, de su mecánica de utilización la estática, nos proporciona del vehículo su tamaño y su peso, la cinemática versa sobre el movimiento sin referirse a sus causas, y es por tanto, prácticamente una rama de la geometría, por lo cual no debe de sorprendernos que la ciencia que proporciona los elementos de operación de un camino, referidos a las limitaciones y características de rendimiento vehicular en la red se llama proyecto geométrico. Finalmente, la dinámica estudia el movimiento vehicular y las fuerzas que lo originan

Todos los movimientos básicos o maniobras de las unidades respectivas se considerarán en el proyecto geométrico, ya sea que estén en movimiento, iniciando su marcha, frenando o girando.

Las características físicas de cada prototipo de proyecto se dimensionaron a partir de las fichas técnicas de las unidades que se construyen actualmente en el país, además de considerar las tendencias de los elementos que conforman el vehículo, como son cajas, plataformas, tanques, jaulas, tandems, dollys, etc., así mismo, se hizo el análisis estadístico de las dimensiones de los camiones captados en los estudios de origen, destino y peso llevados a cabo por la Dirección General de Servicios Técnicos desde 1991, y su congruencia con el Reglamento Sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal.

Características	Vehículo de proyecto						
	DE-335	DE-750	DE-760	DE-1890	DE-1980	DE-2545	DE-2970
Longitud total del vehículo	580	1360	1209	2088	2241	2740	3166
Distancia entre ejes extremos del vehículo	335	750	760	1890	1980	2545	2970
Vuelo delantero	92	240	127	122		119	
Vuelo trasero	153	371	320	76	137	76	
Ancho total del vehículo	214	260	244	260			
Entrevía del vehículo	183	230	244				
Altura total del vehículo	167	380	410				
Altura de los ojos del conductor	107	232	250				
Altura de los faros	61	110	112				
Altura de las luces de alto	61	140	100				
Radio de giro mínimo	732	1359	1572	1372			1572
Peso bruto vehicular	1361	26000	44000	48500	66500		
Potencia	85	210	350	350	400		
Relación peso / potencia	16	124	126	139	166		
Vehículos representativos	A, U	B	C2,3	T3S2	T3S3	T3S2R4	

Para determinar los radios de giro y radios internos mínimos de cada camión, se desarrolló el siguiente modelo del comportamiento vehicular en curva a diferentes grados de curvatura, mismos que calibraron en campo con un vehículo tipo TSR: el modelo es el siguiente:

Algoritmo para calcular el ancho de calzada en curva

Todo vehículo, al circular en una curva requiere un ancho mayor al que utiliza en tangente, esto se resuelve proporcionando una ampliación o sobreaño en las

curvas, calculándose en función de la velocidad de proyecto en la curva y de las dimensiones del transporte de proyecto. Esta ampliación en curva será mayor en la medida en que aumenten la longitud del camión y el grado de curvatura, otros factores a considerar son la distancia libre de seguridad entre vehículos **C**, la cual es el espacio entre las carrocerías de los transportes que coinciden en la curva circulando en sentido opuesto o en el mismo sentido, rebasándose, y el sobreancho adicional por dificultad de maniobra **Z**, la cual representa una tolerancia por las distintas formas de manejo de los conductores, midiéndose radialmente en toda la orilla interior de la calzada en curva

El Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras contempla un modelo matemático para obtener estos cálculos, sin embargo, sólo es aplicable a transportes unitarios y de una sola articulación; por tal motivo, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes desarrolló un modelo que permite calcular las ampliaciones en curva de los camiones doblemente articulados, como es el tipo TSR.

Descripción del modelo

A partir del modelo descrito, el manual de Proyecto Geométrico de Carreteras considera que el vehículo en tránsito tiene el eje trasero ubicado en el **PC** de la curva y el eje direccional siguiendo la trayectoria de la curva; este modelo tiene como principales medidas de efectividad la distancia entre ejes extremos, los vuelos delantero y trasero, así como el ancho total de la unidad. Con deducciones trigonométricas, tomando en cuenta la geometría de la curva se llega al siguiente modelo

$$DT = RG * \sqrt{((RG)^2 - (DE)^2)}$$

En donde

DT = desplazamiento del vehículo

RG = radio de giro

DE = distancia entre eje extremos del camión

Con este modelo, únicamente se obtiene el desplazamiento total del vehículo para el grado de curvatura en estudio, mismo que no es aplicable a camiones doblemente articulados, por lo anterior, se calibró un modelo analítico que fuera lo más representativo posible, basándose en un estudio físico con un camión de articulaciones múltiples, al cual se le hizo transitar con diferentes grados de curvatura, midiendo todos sus desplazamientos en curvas cuyo radio varió de 5 a 50°, en pasos de 5 en 5°

El modelo obtenido es el siguiente:

$$DM = RG - \sqrt{(RG^2 - (DET^2 + DES1^2 - DX1^2 + DX2^2 + DES2^2))}$$

En donde :

DM = desplazamiento máximo del camión articulado múltiple

RG = radio de giro

*DET = distancia entre ejes extremos del tractor
(eje direccional y último eje fijo)*

DES1 = distancia entre el perno rey y el último eje fijo del semirremolque uno

*DX1 = distancia entre el último eje fijo del semirremolque uno y el gancho pinzón
sujeto al semirremolque*

DX2 = distancia entre el gancho pinzón y el último eje fijo del semirremolque dos

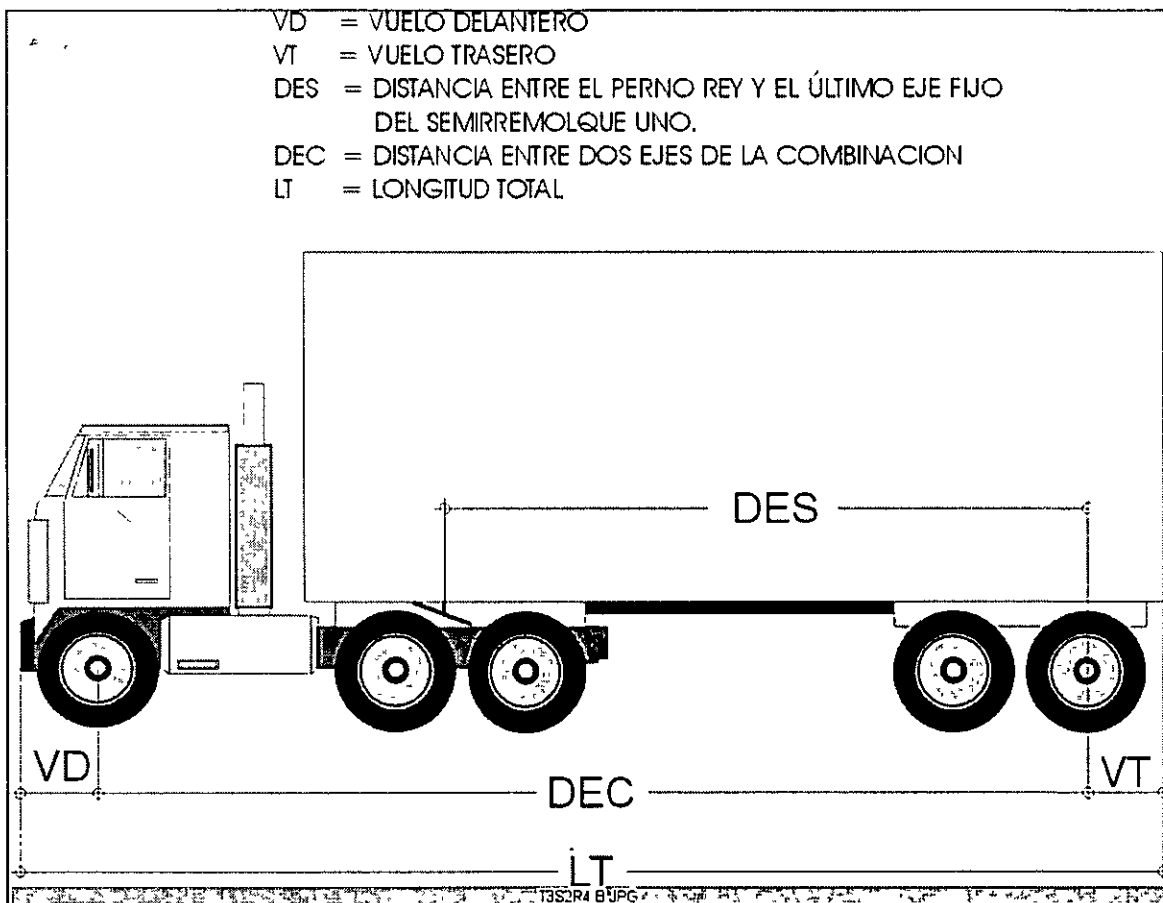


Fig 2. T3S2

Con este modelo, se elaboraron las tablas para el cálculo de ampliaciones en curva para los diferentes tipos de caminos, grados de curvatura y velocidades, mismas que se presentan en las tablas 1, 2 y 3

Características estáticas.

Las dimensiones vehiculares inciden en los anchos de los carriles de circulación, anchos de acotamiento, longitud y ancho de los espacios de estacionamiento, curvas verticales; distancias de visibilidad y canalizaciones geométricas. El peso vehicular es de suma importancia en el diseño de los pavimentos y estructuras, afectando los consumos de combustibles y simplificación en los cambios de velocidad.

La longitud de los vehículos ligeros ha variado a lo largo de los años y con los diferentes modelos, tipos y fabricantes, fluctuando en un pequeño rango que va de los 4.19 a los 5.35 m; de ahí que con frecuencia se considere una longitud de 6.70 m como estacionamiento paralelo a las vías de circulación.

La tendencia en el ancho de los vehículos se ha mantenido en 1.95 m, con una variación de ± 0.31 m, lo cual ha permitido determinar anchos mínimos de carriles de estacionamiento de 3.00 m, y de acotamientos de 2.50 m.

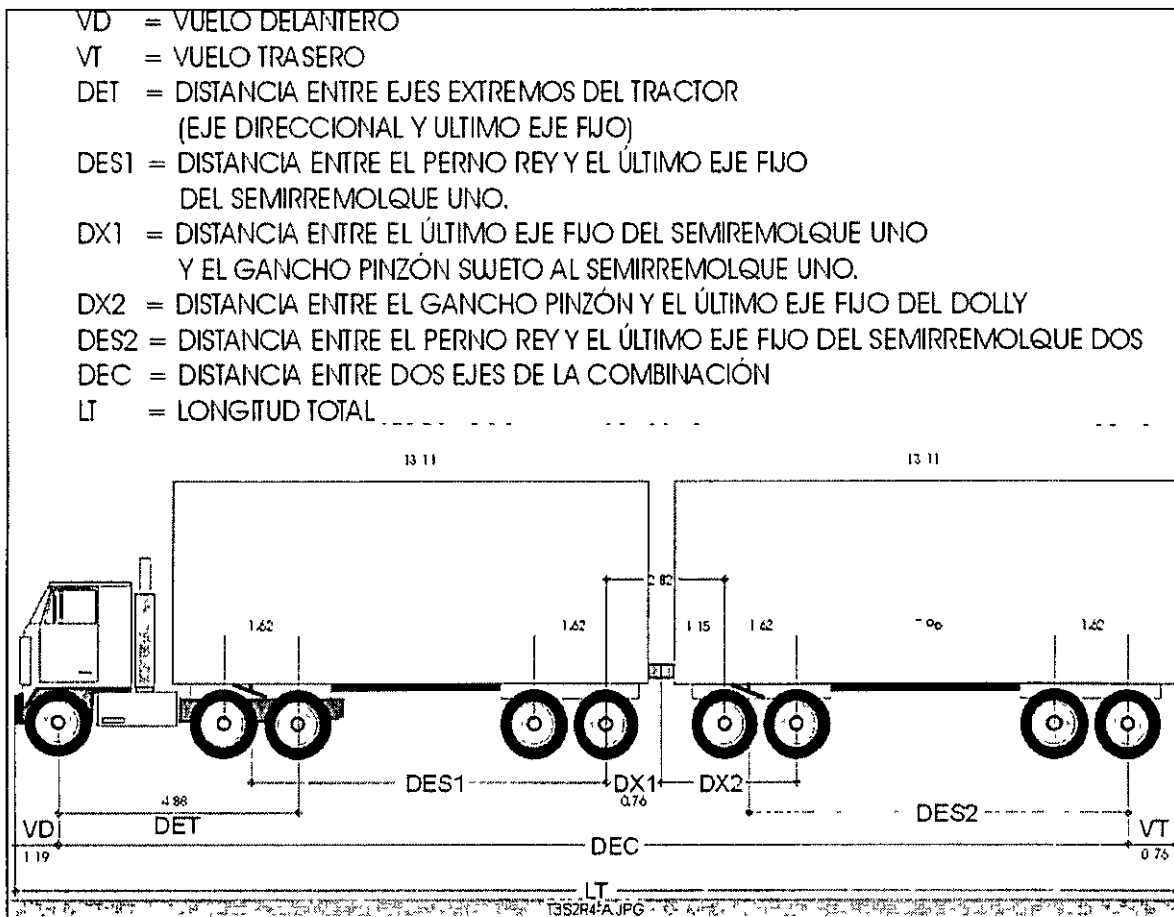


Fig. 3 Vehículo T3S2R4.

La altura de los transportes ligeros ha disminuido de 1.83 a 1.35 m; por lo cual se ha logrado bajar el centro de gravedad de las unidades y mejorar su estabilidad en las curvas. Por su parte, las alturas de los centros de gravedad bajaron de 64

a 53 centímetros; así también, la mínima distancia vertical entre la superficie de rodamiento y el lecho bajo del vehículo se ha estabilizado en 13 cm

Por último, el peso de estos vehículos ha estado en el rango que va de los 900 kg a los 2000 kg; aunque la economía en el consumo de combustible se encuentra muy relacionada con el peso vehicular; el diseño aerodinámico y la eficiencia en el rendimiento de los motores han logrado rendimientos mayores de combustible.

Cinemática del vehículo

Todos los problemas en los cuales las fuerzas dan como resultado movimiento, involucran la aceleración; es por tanto necesario examinar algunos aspectos del movimiento uniformemente acelerado antes de considerar las fuerzas sobre un vehículo su desplazamiento.

Movimiento uniformemente acelerado.

Para el diseño de diversos elementos de los caminos como pueden ser carriles de aceleración, de deceleración, rampas, etc., y cuando la aceleración sea uniforme gráfica 1, emplearemos las siguientes ecuaciones:

$$v = v_0 + at,$$

$$x = v_0 t + \frac{1}{2} at^2;$$

En donde :

v = velocidad

v₀ = velocidad inicial

a = aceleración

t = tiempo

x = distancia recorrida

Las ecuaciones anteriores corresponden a las relaciones aceleración-tiempo, velocidad-tiempo y distancia-tiempo respectivamente, para un movimiento uniformemente acelerado, así también, la siguiente expresión maneja la distancia como una función de la velocidad.

$$x = \frac{1}{2} a(v_2 - v_0)$$

Movimiento con aceleración no uniforme.

Si en lugar de suponer que la aceleración es constante, sino que varía inversamente con la velocidad, la gráfica y ecuaciones anteriores quedan como se muestra en la gráfica 2.

Probablemente las características más apreciadas de los vehículos ligeros es su flexibilidad en la corriente del tránsito; ésta flexibilidad se manifiesta en las capacidades de aceleración de los vehículos, por lo cual es un factor significativo en el diseño y uso de rampas y vías de enlace, en el rebasamiento en carreteras de dos carriles y en general en cualquier elemento geométrico de los caminos y sus entronques.

El comportamiento de cualquier vehículo automotor, a partir de cualquier velocidad inicial y acelerando tan rápidamente como sea posible, se puede estimar, con suficiente aproximación su velocidad última, con los modelos de aceleración no uniforme mostrados en esta sección

Dinámica de los vehículos

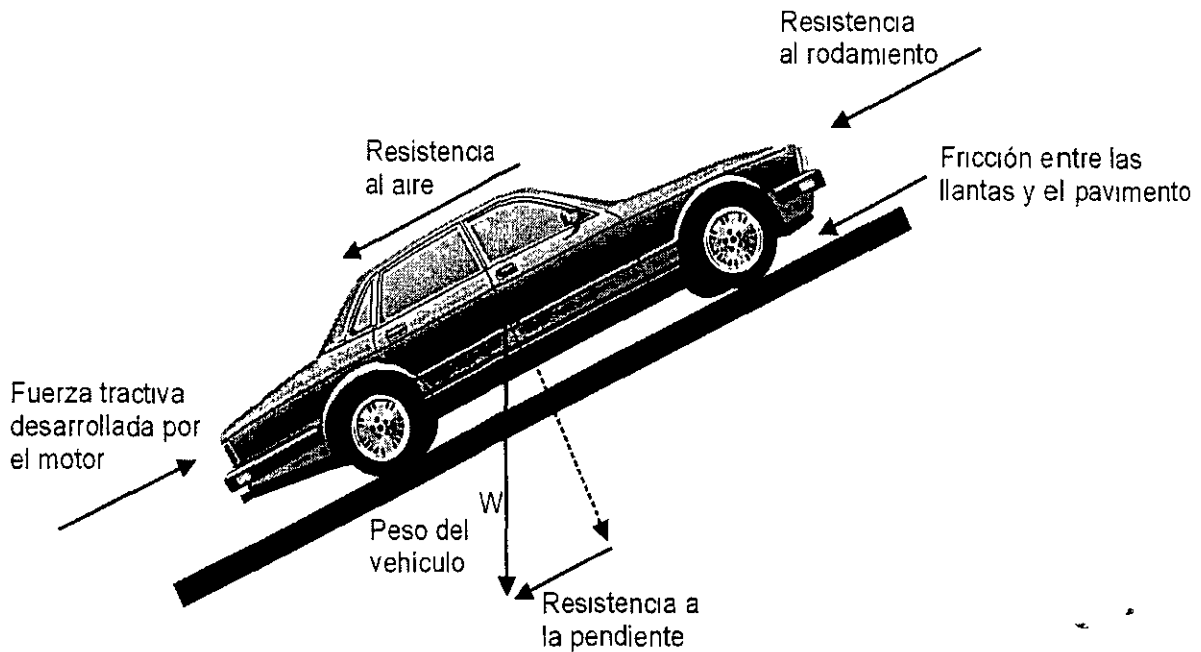
Las fuerzas que actúan en un transporte se ilustran en la fig 4, las cuales se oponen al movimiento vehicular, y son la resistencia al rodamiento, la resistencia al aire, la resistencia por pendiente y la resistencia a la fricción.

Las **resistencias al rodamiento** son aquellas fuerzas inherentes al vehículo que tienden a retardar su movimiento; es simplemente la componente del peso del vehículo actuando en el plano de rodamiento y puede definirse como una fuerza que se opone al movimiento

La fuerza tractiva es igual a la fuerza proporcionada por el motor, menos la pérdida por algunas fricciones del motor, y la fuerza disponible de un automotor tanto para acelerar como para decelerar es igual a la fuerza tractiva, menos las resistencias a su movimiento.

Todas las fuerzas mencionadas, se considera que actúan en el centro de gravedad del vehículo, a excepción de la fricción, que ejerce su acción entre las llantas del transporte y la superficie de rodamiento, siendo ésta la que hace posible para un conductor iniciar, parar y maniobrar su unidad.

Hay dos principales tipos de fricciones a considerar, la fricción al deslizamiento que puede ser transversal y longitudinal, y la fricción por el rodamiento, cada una se estudiará en el inciso correspondiente



Fuerzas sobre un vehículo en movimiento

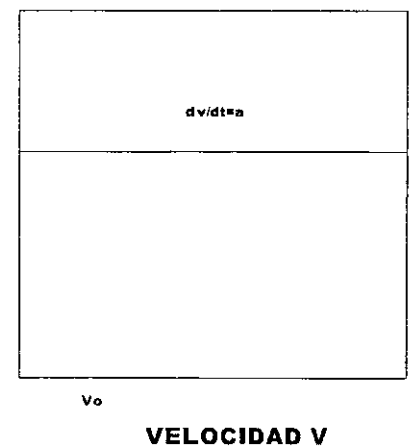
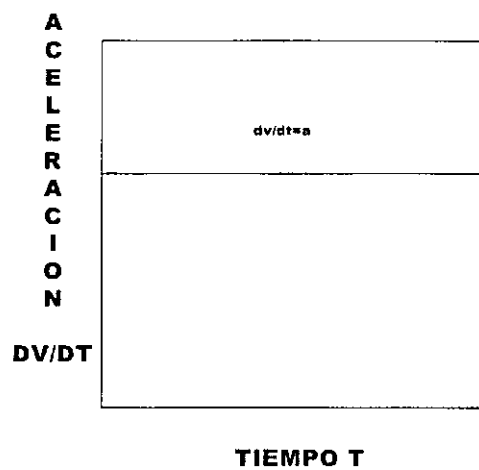
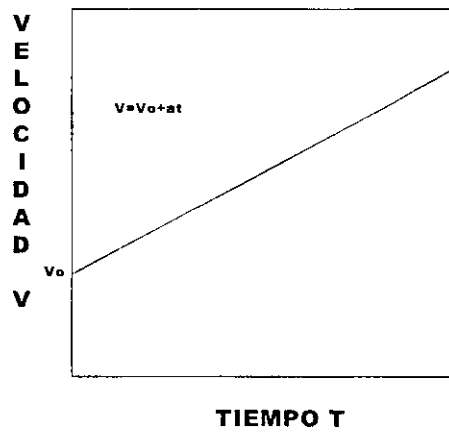
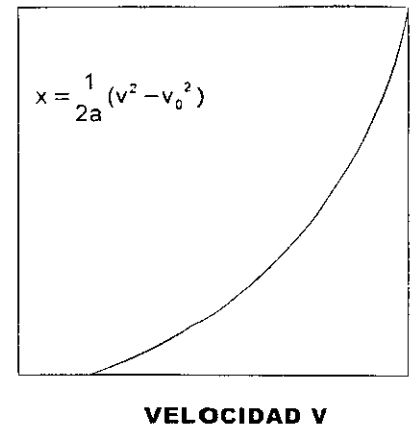
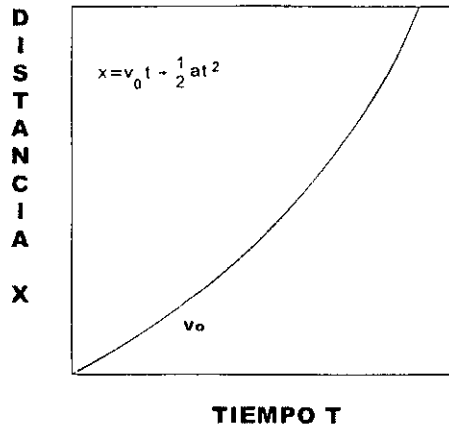
Frenado

Las condiciones para frenar un vehículo, el cual viaja en una pendiente ascendente, se ilustran en la fig 5, en donde W es el peso del vehículo, v_0 es la velocidad inicial en metros por segundo al inicio del frenado; f es el coeficiente de fricción entre el pavimento y las llantas; γ es el ángulo de inclinación; g' es la pendiente dividida entre 100 (igual a \tan de γ); g es la aceleración debida a la gravedad; x la distancia sobre el plano inclinado, y D_b la distancia horizontal de frenado en metros. La distancia horizontal de frenado se obtiene mediante la ecuación de las fuerzas sobre el vehículo en el plano inclinado.

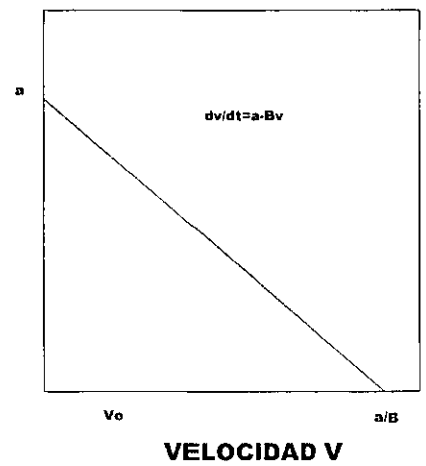
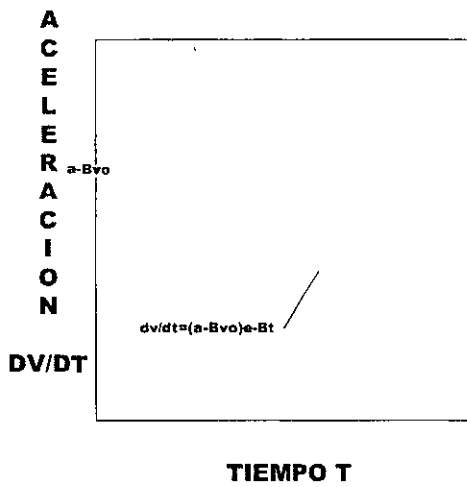
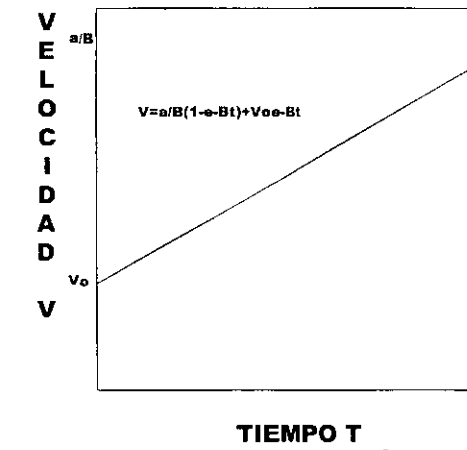
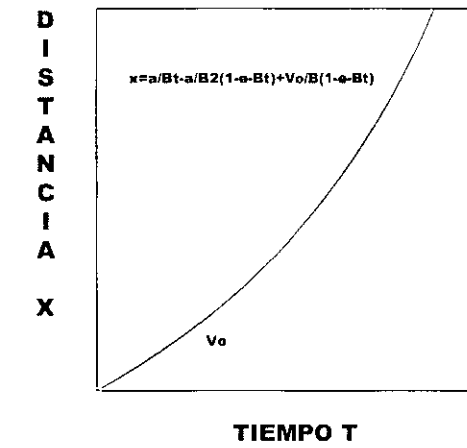
$$\frac{W}{g}a + Wf \cos \gamma + W \operatorname{sen} \gamma = 0$$

Resistencia al movimiento y requerimientos de fuerza

Las fuerzas que deben vencerse por un vehículo de motor son el rodamiento, el aire, la curvatura y la inercia, la pendiente actúa como una fuerza retardadora, solamente cuando el vehículo viaja en una pendiente ascendente; y la inercia únicamente cuando es necesario incrementar la velocidad



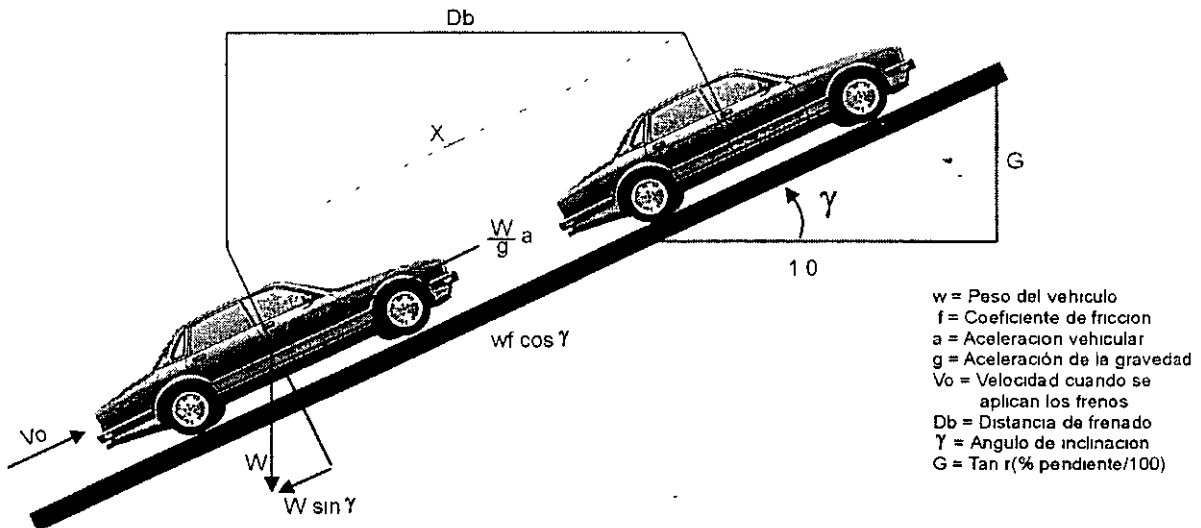
Gráfica 1.



Gráfica 2.

Resistencia al movimiento y requerimientos de fuerza

Las fuerzas que deben vencerse por un vehículo de motor son el rodamiento, el aire, la pendiente, la curvatura y la inercia, la pendiente actúa como una fuerza retardadora, solamente cuando el vehículo viaja en una pendiente ascendente, y la inercia únicamente cuando es necesario incrementar la velocidad.



Condiciones para que un vehículo frene en una pendiente

Resistencia al rodamiento

La resistencia al rodamiento es resultado de la fricción entre la superficie de rodamiento de las llantas y el pavimento; esto se incrementa según las diferentes superficies de rodamiento, como son los pavimentos rugosos, caminos no pavimentados, la arena, la nieve, el lodo, etc

Para velocidades por arriba de los 95 km/h, la resistencia al rodamiento de los automóviles actuales en pavimentos con buena superficie, es alrededor de 13.5 kg/ t; para velocidades mayores, este valor pudiera incrementarse en un 10% por cada 16 kph de incremento en la velocidad a partir de 95 km/h.

En las tablas 1 y 2 se dan algunos valores sobre la resistencia al rodamiento, en la primera, para los automóviles según la velocidad y diferentes tipos de superficie de rodamiento, en la segunda, la resistencia al rodamiento y su pendiente equivalente según la superficie de rodamiento; de acuerdo con lo anterior, la resistencia al rodamiento se calcula con la siguiente expresión

$$R_r = k_r * W$$

En donde .

R_r = resistencia al rodamiento

W = Peso bruto vehicular en kg

Tabla 1. - Resistencia al rodamiento para los automóviles, en superficies de baja calidad

Velocidad Km/h	Pavimento en mal estado kg/t	Grava seca kg/t	Arena suelta kg/t
32.1	14.5	15.5	17.5
48.3	17.0	17.5	20.0
64.4	20.0	25.0	28.5
80.5	25.5	31.0	38.0

Tabla 2.- Resistencia al Rodamiento en diferentes tipos de superficies de carreteras

Material de la superficie de rodamiento	Resistencia al rodamiento, en kg/t	Pendiente equivalente en porcentaje
Concreto de cemento Pórtland	4.435	1.0
Concreto asfáltico	5.443	1.2
Grava compactada	6.804	1.5
Suelo y arena suelta	16.783	3.7
Agregado comprimido	22.680	5.0
Grava suelta	45.360	10.0
Arena	68.040	15.0
Grava de río graduada	113.40	25.0

Resistencia al aire

Esta resistencia se compone del efecto directo del aire sobre el vehículo y en contra del sentido de circulación de éste; de tal manera que la fuerza de fricción se da al pasar sobre todas las superficies del vehículo, incluyendo la parte baja del mismo.

Se considera que un vehículo representativo tiene una superficie frontal, la cual es la que opone mayor resistencia al movimiento, de 2.78 m², variando la resistencia al aire de 0 kg a 16 km/h y de 25 kg a 88.5 km/h, aproximadamente en proporción al cuadrado de la velocidad, la siguiente ecuación proporciona la resistencia al aire del vehículo:

$$R_a = 0.0011Av^2$$

En donde :

R_a = resistencia al aire en kg

A = área frontal del vehículo. en m^2

v = velocidad del vehículo en km/h

Resistencia a la pendiente

La resistencia a la pendiente son las fuerzas que actúan sobre el vehículo debidas a que éste se desplaza en un plano inclinado, resultando iguales a la componente del peso vehicular actuando bajo la pendiente; la siguiente ecuación nos permite calcular la resistencia a la pendiente.

$$R_p = Wp$$

En donde .

R_p = resistencia por pendiente, en kg

W = peso bruto vehicular en toneladas

p = pendiente en tanto por uno

Resistencia a la curvatura.

Es la fuerza actuante a través de las llantas frontales del vehículo en contacto con el pavimento, necesitando deflectar al mismo en su trayectoria a través de una curva.

Tabla 3.----Resistencia a la curvatura en carreteras con superficie de rodamiento en buen estado para diversas velocidades*

Grado de curvatura	Radio, en m	Resistencia a la curvatura, en kg	Velocidad en kph
3 28	349 3	18	80.5
3 28	349.3	36	96.5
6.56	174.65	18	48.3
6 56	174.65	54	64.4
6 56	174 65	108	80.5

* *Running Cost of Motor Vehicles as Affected by Road Design and Traffic NCHRP Report 111*

Resistencia a la Inercia.

Es la fuerza a vencer para incrementar la velocidad de los vehículos, y está en función del peso y de la tasa de aceleración vehicular; puede calcularse a partir de la siguiente ecuación:

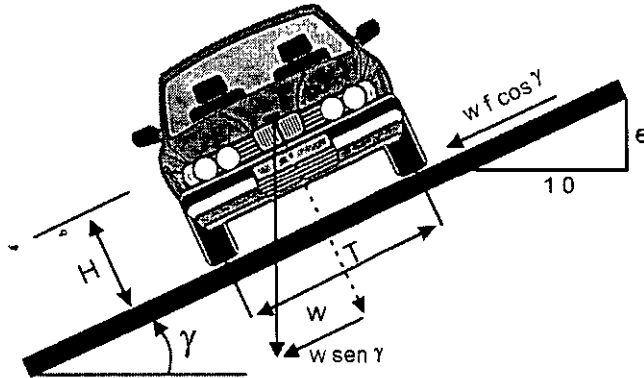
$$R_i = 28Wa$$

En donde :

R_i = resistencia a la inercia, en kg

W = peso bruto vehicular , en t

a = aceleración en k/h/s



w = Peso del vehículo
 f = Coeficiente de fricción transversal
 g = Aceleración de la gravedad
 V = Velocidad del vehículo
 R = Radio de curvatura
 γ = Ángulo de inclinación
 e = Tan r = índice de sobre aceleración
 T = ancho de entrevía
 H = Altura del centro de gravedad

Condiciones para que un vehículo viaje a través de una curva

Caballos de fuerza, HP

El caballo de fuerza es la relación entre el tiempo en realizar un trabajo y la potencia máxima que una máquina puede producir; es una medida de su capacidad de desempeño. El caballo de fuerza comúnmente en un vehículo de motor para propulsión, puede determinarse con la siguiente ecuación:

$$P = 0.0036Rv$$

En donde :

P = caballos de fuerza utilizados

R = suma de resistencias al movimiento. en kg

v = velocidad en km/h

El impulso máximo de caballos de fuerza para arrancar un vehículo debe considerar ciertas partes del motor, las que incluyen el alternador, la transmisión automática, la dirección hidráulica y el aire acondicionado. Para automotores con accesorios de serie, los caballos de fuerza máximos disponibles para propulsión a 96.5 km/h es cerca del 50% de la relación de caballos de fuerza nominales del motor según el fabricante. Esta relación puede usarse para estimar los rangos de aceleración máxima dados con relación a la velocidad del motor y a los valores reales de resistencia, particularmente el rodaje y el aire.

Relación peso / potencia

La relación peso / potencia se emplea para indicar las características del rendimiento total de los vehículos, esta relación (kilogramos de peso bruto vehicular por cada HP disponible para la propulsión) es una medida directa de la lentitud de la operación vehicular, de tal manera que a las relaciones más altas corresponde el menor rendimiento del motor; y viceversa, a la mínima relación peso / potencia, la máxima eficiencia es el motor.

La relación peso / potencia se utiliza para indicar las características del desempeño total de los vehículos, particularmente para hacer comparaciones de desempeño aproximado entre diferentes tipos de transportes. La relación peso / caballos de fuerza (el número de kilogramos de peso bruto vehicular por cada caballo de fuerza disponible para la propulsión) es una medida directa de la operación vehicular. Una relación peso / caballos de fuerza baja, significa un alto desempeño a causa de que ésta refleja una alta relación de capacidad de potencia de resistencia al viaje. Las relaciones peso / caballos de fuerza puede expresarse en unidades métricas como kg/t

Rendimientos de la aceleración

La información sobre la capacidad de aceleración vehicular resulta necesaria para evaluar los requerimientos mínimos de la distancia de visibilidad de rebasamiento y para determinar las longitudes mínimas de los carriles de aceleración y deceleración, también las tasas de aceleración son indispensables para calcular de los ciclos de los semáforos en relación con el consumo de combustible y los valores del tiempo de viaje.

Máximas tasas de aceleración

En la tabla 4 se muestran las máximas aceleraciones en caminos a nivel para diferentes tipos de vehículos.

Importancia de la aceleración en el cálculo de la distancia de visibilidad de rebase

La distancia mínima de visibilidad de rebasamiento es aplicable sólo a carreteras de dos carriles y doble sentido de circulación, y es una función de la máxima aceleración debida a la máxima velocidad que deben alcanzar los transportes cuando rebasan a otro más lento. En la tabla 6 se muestran las distancias mínimas de visibilidad de rebasamiento recomendadas para proyecto

Tabla 4 Aceleraciones máximas para varios tipos de vehículos, desde 0 kph hasta la velocidad indicada

Tipo de vehículo	Peso típico sin carga	Potencia neta del motor				Aceleraciones máximas en caminos a nivel	
		Según el fabricante		A 24 km/h		A 24 km/h	A 48 km/h
	kg	HP	r/m	HP	r/m	km/h/s	Km/h/s
Automóvil grande	2177	350	4400	60	1420	16.1	11.3
Automóvil mediano	1814	195	4800	40	1180	12.9	8.0
Automóvil intermedio	1361	120	4400	32	1490	12.9	8.0
Automóvil compacto	952	42	3900	17	1900	9.7	6.4
Pick up	2268	125	3800	30	1300	12.9	8.0
C2	5443	142	3800	43	1500	3.2	1.6
T3S3	20411	175	3200	140	2660	3.2	1.6

En la tabla 5 se incluyen las máximas aceleraciones en caminos a nivel, para varios tipos de vehículos con incrementos de la velocidad en intervalos de 16 kph.

Tabla 5. Aceleraciones máximas, en caminos a nivel, para varios tipos de vehículos con incrementos en intervalos de 16 km/h

Tipo de vehículo	Peso típico sin carga	Velocidades desarrolladas.			
		A 48 km/h	A 64 km/h	A 80 km/h	A 97 km/h
	kg	km/h/s	km/h/s	km/h/s	km/h/s
Auto grande	2177	8.0	6.4	4.8	4.0
Auto mediano	1814	8.0	6.4	4.8	3.2
Auto intermedio	1361	6.4	4.8	3.5	1.8
Auto compacto	952	3.2	1.9	1.1	-
Pick up	2268	3.2	2.9	2.4	1.1
C2	5443	1.6	0.9	0.3	-
T3S3	20411	1.3	0.6	-	-

Las tasas de aceleración en las cuales se basan son 2.2526 km/h/s para una velocidad promedio de rebase de 56 kph, 2.3008 km/h/s para una velocidad promedio de rebase de 70 kph, 2.3652 km/h/s para 85 kph, y 2.4135 km/h/s para una velocidad promedio de rebase de 100 km/h.

Tabla 6 - Distancias mínimas de visibilidad de rebase para proyecto

Utilizada para proyecto		Utilizada para marcas en el pavimento	
Velocidad de diseño	Distancia mínima de visibilidad de rebase para proyecto	85 percentil de la velocidad	Mínima distancia de visibilidad de rebase para marcas en el pavimento
km/h	en m	km/h	en m
48	335	48	152
64	457	64	183
80	549	80	244
97	640	97	305
105	701	105	366
113	762	113	427
121	793	-	-
129	823	-	-

Para propósitos de proyecto, la distancia de visibilidad de rebasamiento tanto para restricciones horizontales como verticales, se calculó utilizando una altura del ojo del conductor de 1.10 m y un altura del objeto de 1.4 m, para el caso de pintar las marcas en el pavimento, éstas se estimaron a partir de una altura del ojo del conductor de 1.1 m y una altura del objeto de 1.1 m

2.8. El camino

Es la franja de terreno acondicionada para el tránsito vehicular; son parte integrante del mismo los accesos; intersecciones, paraderos; áreas de descanso, rampas de emergencia, pasos peatonales; vehiculares y de ganado, y los demás servicios que se presten en él

Elementos básicos

El camino, propiamente dicho se encuentra alojado en una franja de terreno denominada derecho de vía, misma que por ley tiene un ancho mínimo de 40.00 m, suficientes para alojar desde una carretera de dos carriles hasta una de cuatro, con calles laterales de servicio y demás elementos, entre otros, los carriles de cambio de velocidad, las áreas para el ascenso y descenso de pasajeros, etc.

Carril de circulación

El ancho de los carriles de circulación en tangente fluctúa entre 3.00 y 3.70 m, dependiendo del vehículo de proyecto y de la capacidad y niveles de servicio que proporcionará la vía a lo largo de su vida útil, para los caminos **B**, **A** y **ET** el ancho mínimo de carril es de 3 50 m, para el resto de los caminos el valor mínimo es de 3.00 m, a excepción de los rurales de un sólo carril para ambos sentidos de circulación, que es de 4 50 m.

Acotamientos

Son fajas adyacentes a la calzada definidas por la orilla de ésta y el hombro. Van a ambos lados, aunque pueden ser de anchos diferentes.

Los acotamientos tienen por objeto:

- a) Suministrar seguridad al usuario al proporcionar en caso de emergencia, un ancho adicional de superficie de rodamiento
- b) Dar confinamiento al pavimento
- c) Aumentar la distancia de visibilidad en curvas horizontales en secciones en corte, y cuando se tenga una barrera central
- d) Facilitar los trabajos de conservación

El ancho del acotamiento derecho es de 2.50 a 3.00 m, y el izquierdo cuando la faja separadora central es angosta, de 2.00 m. Si es ancha, el acotamiento izquierdo puede ser de 1.00 m.

El color y la textura de los acotamientos serán, de preferencia, distintos a los de la calzada, y su pendiente transversal igual al de ésta.

Sección transversal

La complejidad de la sección transversal de una carretera varía directamente con la importancia de la infraestructura. Se requerirán más carriles para volúmenes de diseño muy grandes, y con mayor necesidad si el porcentaje de transportes pesados es alto. La necesidad de mantener la integridad del tránsito pesado en instalaciones saturadas lleva a la creación de carriles especiales y a la eliminación de estacionamientos a la orilla de los carriles, de tal manera que se llega a la necesidad de construir calles laterales de servicio, separadas de la corriente principal con fajas separadoras laterales.

La sección transversal de las carreteras está compuesta de varios elementos, los cuales para el propósito de su clasificación se concentran en tres amplios grupos: 1) la carretera en sí, con sus tangentes y curvas, tanto verticales como horizontales; 2) los elementos separadores del tránsito, y 3) las orillas de la carretera. Las dimensiones de cada uno se basan en la evaluación de los factores de proyecto y del nivel de servicio establecido en la infraestructura propuesta.

Pendiente del pavimento

Los pavimentos están peraltados desde el centro hasta cada orilla del camino para prevenir el estancamiento del agua, y permitir el escurrimiento en forma expedita. Un 2% de bombeo es suficiente, sin embargo, pudiera utilizarse un valor máximo del 3%.

Hombros

Se deberán proveer a todo lo largo de las carreteras, ya que proporcionan seguridad en paradas eventuales a la orilla de los caminos, y para reducir las fallas estructurales en la parte exterior del pavimento. Las dimensiones de los hombros, generalmente son de 30 cm de ancho en todas las carreteras. En la selección de los materiales, el color y la textura de los hombros debe procurarse un contraste adecuado entre éstos y el pavimento adyacente.

Ancho de carriles

El ancho mínimo será de 3.00 m, sin embargo el recomendado es de 3.70 m, ya que proporciona mayor seguridad a los vehículos pesados, sobre todo cuando se encuentran en carriles adyacentes.

Guarniciones

Se usan para controlar el drenaje, delinear el camino y evitar encharcamientos en ciertas áreas; hay dos tipos generales de guarniciones, montables y de barrera, las de barrera se diseñaron para prevenir o por lo menos impedir encharcamientos, y evitar que los vehículos las traspasen.

Las guarniciones montables se concibieron para que puedan cruzarse fácilmente sin ningún riesgo a velocidades relativamente altas. Las montables son generalmente bajas (menos de 15 cm), y tienen un talud de 2:1.

Las de barrera varían desde 15 hasta 50 cm de alto, dependiendo de la naturaleza del escurrimiento que vayan a prevenir. Son generalmente verticales o inclinadas no más de 1:3. Se usan en puentes y como protección alrededor de los pilares, o a lo largo de los muros para prevenir que los vehículos golpeen. Cuando se espera que los transportes se detengan adyacentes a ellas, su altura no debe exceder los 15 cm.

Las guarniciones de barrera continuas tienen que estar alineadas por lo menos 30 cm desde la orilla del carril de tránsito.

1.9. La velocidad

La velocidad es uno de los principales elementos para el proyecto geométrico de carreteras, ya que de ella dependen muchos de sus elementos de diseño; a continuación se describirá cada una de las velocidades que intervienen en el proyecto geométrico de carreteras.

Velocidad de proyecto

Es la velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular con seguridad sobre un camino, y se utiliza para determinar los elementos geométricos del mismo como son los grados de curvatura; las longitudes críticas de las pendientes longitudinales, las distancias de visibilidad, ya sean de parada, de rebasamiento o de encuentro; sobrelevaciones en curva, etc.

Su selección depende del tipo de camino a proyectar y de los niveles de servicio que se proporcionarán, entre otros muchos elementos.

La velocidad de proyecto debe armonizar la seguridad, los alineamientos vertical y horizontal, la sobrelevación y las distancias de visibilidad, sin menospreciar el tránsito y su composición vehicular y su incidencia en los niveles de servicio, y los costos de operación vehicular.

2.- ELEMENTOS PARA PROYECTO

Proyecto geométrico

Proyecto es el conjunto de escritos, cálculos y dibujos que se hacen para dar idea del costo y realización de una obra de ingeniería; el proyecto contendrá los elementos mínimos indispensables para materializarlo, mismos que lo caracterizarán como tal, por tal motivo, **al proyectar una carretera estaremos dando las ideas, los trazos y dispondremos, o propondremos el plan o los medios para ejecutar la obra.**

El proyecto geométrico trata de los elementos de la carretera tales como secciones, pendientes, curvatura, distancia de visibilidad y gálibos, así como con las combinaciones de estos elementos

Hay varios factores del tránsito, los cuales influyen en el proyecto geométrico. Los vehículos viajan en la carretera bajo el control de operadores individuales lo cual hace imperativo tomar en consideración las habilidades y limitaciones del conductor, el transporte y la carretera, individualmente y en combinación, sin embargo, es de extrema importancia proyectar las vías para acomodar el tránsito en el horizonte de proyecto. De esta forma, la composición del flujo vehicular, el volumen y las velocidades son definitivos para el proyecto.

Las características físicas del lugar, los datos del tránsito, la capacidad y el nivel de servicio determinan el tipo de instalación que se requiere para servir a las necesidades del tránsito, su localización precisa y su diseño geométrico. El balance de las pendientes, los cálculos del drenaje y las consideraciones del derecho de vía son de igual importancia

Tipos de terreno

La topografía y su pendiente transversal, ejercen influencia sobre el alineamiento de los caminos, de tal manera que tiene efectos en el alineamiento horizontal, pero es más evidente su efecto sobre el alineamiento vertical, para caracterizar sus variaciones, se definen tres tipos de terrenos.

Terreno tipo plano. aquel cuyo perfil acusa pendientes longitudinales uniformes y generalmente de corta magnitud, con pendiente transversal escasa o nula, permitiendo diseñar caminos sin restricciones en las distancias de visibilidad, tanto en el alineamiento vertical como en el longitudinal

Terreno tipo lomerío: aquel cuyo perfil longitudinal presenta en sucesión cimas y depresiones consistentes, de cierta magnitud, con pendiente transversal no mayor de 45 %; lo anterior ocasiona que el diseño del camino tenga algunas pendientes con restricciones en las alineaciones vertical y horizontal

Terreno tipo montañoso: aquel con pendientes transversales mayores al 45 %, caracterizado también por accidentes topográficos notables, al proyectar un camino en este tipo de terreno, se requerirán cortes y terraplenes frecuentes, ocasionando pendientes longitudinales largas

2.1. Distancias de Visibilidad

Para el proyecto geométrico de carreteras, la distancia de visibilidad es la que permite al conductor percibir en su entorno las situaciones propias de la corriente del tránsito, de las características geométricas del camino y de las posibles situaciones de riesgo; esta distancia se considera en condiciones atmosféricas y del tránsito favorable

Las distancias de visibilidad dependen de la velocidad de proyecto, de la altura del ojo del conductor, de la distancia de frenado, y de los tiempos de percepción-reacción del conductor y del peatón, conjugando todos estos elementos es posible determinar las siguientes distancias: de parada, para rebasar y de encuentro, en curvas horizontales y verticales; y de visibilidad en intersecciones,

Distancia de visibilidad de parada

Es la distancia de visibilidad mínima necesaria para que un vehículo, sobre pavimento mojado, y que viaja a la velocidad de proyecto o a menor velocidad, al ver un objeto en su trayectoria pueda detenerse antes de llegar a éste. Es la mínima distancia de visibilidad que debe de proporcionarse en cualquier punto de la carretera.

Esta distancia tiene dos componentes, la distancia recorrida durante los tiempos de percepción-reacción y la de frenado, y se calcula con la siguiente expresión

$$D_p = \frac{vt}{3.6} + \frac{v^2}{254(f+p)}$$

En donde

D_p = distancia de visibilidad de parada en m

v = velocidad de proyecto en km/h

t = tiempo de percepción - reacción, en s

f = coeficiente de fricción longitudinal llantas - pavimento

p = pendiente de la tangente vertical, en %

Para calcular la distancia de visibilidad de parada se considera como altura del ojo del conductor 1.07 m, y como altura del objeto sobre el camino de 15 m.

En la siguiente tabla se muestran los valores de la distancia de visibilidad de parada correspondientes al rango de velocidades de proyecto de 30 km/h hasta 110 km/h

Tabla 12. Distancia de Visibilidad de Rebasamiento

Velocidad de proyecto en km/h	reacción		Coeficiente de fricción longitudinal	Distancia de frenado en m	Distancia de visibilidad en m	
	Tiempo en s	Distancia en m			Calculada	Para proyecto
30	2.5	20.83	0.400	8.86	29.69	30
40		27.78	0.380	16.58	44.35	44
50		34.72	0.360	27.34	62.06	62
60		41.67	0.340	41.69	83.35	83
70		48.61	0.325	59.36	107.97	108
80		55.56	0.310	81.28	136.84	137
90		62.50	0.305	104.56	167.06	167
100		69.44	0.300	131.23	200.68	201
110		76.39	0.295	161.48	237.87	238

Distancia de Visibilidad de Rebasamiento

Es la distancia de seguridad mínima necesaria para que un vehículo pueda adelantar a otro que circula por el mismo carril, sin peligro de interferir con un tercer vehículo que venga en sentido contrario, esta distancia sólo se utiliza en el proyecto geométrico de carreteras de dos carriles

Para efecto de medición de la distancia de visibilidad de rebasamiento, se considera como altura del ojo del conductor 1.08 m y como altura del objeto 1.30 m, medidas ambas sobre la superficie de la calzada.

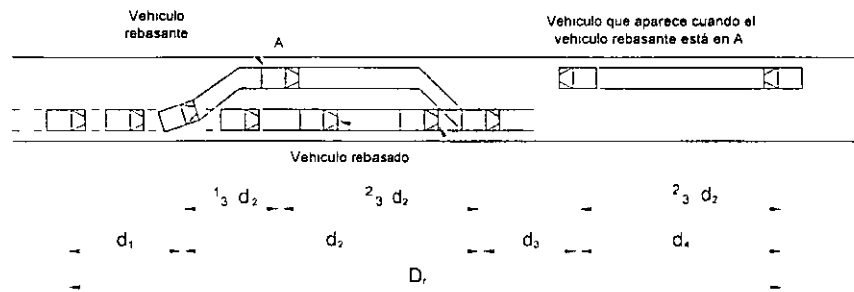
Para determinar la distancia de visibilidad se consideran las siguientes hipótesis, suponiendo que sólo un vehículo adelanta a otro:

1. El vehículo que se rebasará circula a velocidad uniforme
2. El vehículo que va a rebasar alcanza al vehículo que va a ser rebasado y circulan a la misma velocidad, hasta que inicia el rebasamiento
3. Cuando se llega al tramo para rebasar, el conductor del vehículo que va a rebasar, después de un tiempo de percepción-reacción, acelera su vehículo para iniciar la maniobra
4. La acción de rebasar se realiza bajo lo que puede llamarse maniobra de arranque demorado y retorno apresurado, cuando al ocupar el carril izquierdo para rebasar se presenta un vehículo en sentido contrario con igual velocidad que el rebasante. Aunque la acción se realiza acelerando durante toda la maniobra, se considera que la velocidad del vehículo rebasante mientras ocupa el carril izquierdo es constante, y tiene un valor de 15 kmph, mayor que la del transporte rebasado
5. Cuando el vehículo rebasante regresa a su carril hay suficiente distancia entre él y el que viene en sentido contrario, para lo cual se considera que este último viaja a la misma velocidad que el vehículo que está rebasando, y la distancia que recorre es dos tercios la distancia que requiere el vehículo rebasante en el carril izquierdo

De acuerdo con las hipótesis anteriores, la distancia de visibilidad para rebasar mínima para carreteras de dos carriles se determina por la suma de cuatro distancias que a continuación se enuncian.

1. **D1:** distancia recorrida durante el tiempo de percepción-reacción y durante la aceleración inicial hasta el punto en donde el vehículo rebasante comienza a invadir el carril izquierdo
2. **D2:** distancia que recorre el vehículo rebasante desde que invade el carril izquierdo hasta que regresa al carril derecho
3. **D3:** distancia entre el vehículo rebasante al terminar su maniobra y el que circula en sentido opuesto
4. **D4:** distancia que recorre el vehículo que circula en sentido opuesto. Se considera que esta distancia es igual a dos tercios la distancia que el vehículo rebasante requiere durante su maniobra

Estas distancias se esquematizan en la siguiente **figura 10**



En los años 1941, 1957, 1971 y 1978 se realizaron extensos estudios de la manera como los conductores llevan a cabo la maniobra para rebasar; los datos se agruparon en tres intervalos de velocidad, 48-64 km/h, 64-80 km/h y 80-97 km/h, los cuales se muestran en la tabla 13; se extrapoló un cuarto intervalo de velocidades entre 97 y 113 km/h, a partir de los datos obtenidos en campo

Es importante mencionar que en el estudio de 1978 se observaron tasas de aceleración más altas que en los años anteriores, mismas que inciden en la distancia de visibilidad para rebasar, y son las que se muestran en la tabla 13.

Tabla 13 – Distancia mínima de visibilidad para rebasar para proyecto

Velocidad de Proyecto en km/h	Velocidad de operación		Distancia de visibilidad para rebasar en m
	Vehículo rebasado	Vehículo rebasante	
30	30	46	230
40	37	53	295
50	44	60	355
60	51	67	420
70	58	74	485
80	64	80	550
90	71	87	610
100	78	94	675
110	85	101	740
120	92	108	800

Distancia de Visibilidad de Encuentro.

Los caminos rurales (tipo E) son obras de especificaciones modestas, que permiten comunicar en todo tiempo comunidades con menos de 2500 habitantes con objeto de ayudarlas a vincularse al resto del país, mejorándoles sus condiciones de vida y creando actividades económicas, razón por la cual constituyen obras de carácter social

El TDPA que circula por este tipo de caminos es menor a los 100 vehículos, lo cual determina que se proyecten con especificaciones modestas, obteniéndose de esta manera un costo bajo por kilómetro de camino construido, pudiéndose tener así un mayor número de estos en beneficio de un mayor número de comunidades comunicadas

El hecho de que estos caminos tengan un sólo carril de circulación provoca algunas situaciones de conflicto cuando se encuentran dos vehículos en sentidos opuestos. La probabilidad de que se presenten conflictos de esta naturaleza depende del número de unidades que circulen, de la velocidad de operación, y de la longitud de la vía

Estas situaciones críticas, asociadas con la probabilidad de que se presenten, constituyen una medida de efectividad del servicio del camino, en virtud de que se encuentran vinculadas a los costos de operación de los vehículos

El análisis de las probabilidades de encuentro, determinó la necesidad de construir libraderos, espaciados entre 500 y 1000 metros, mismos que permiten el tránsito seguro en ambos sentidos de circulación y evitan maniobras erróneas, optimizándose el costo de operación con el mínimo de demoras.

La distancia de visibilidad de encuentro es la distancia mínima necesaria para que dos conductores que se encuentran al circular en sentidos opuestos, en carreteras tipo E de un sólo carril, detengan sus vehículos con seguridad y así realizar la maniobra necesaria para que alguno de ellos ingrese al libradero correspondiente, y ambos puedan continuar su viaje

Esta distancia corresponde a dos veces la distancia de visibilidad de parada y se calcula con la siguiente expresión:

$$D_e = 2 * D_{vp}$$

En donde :

D_e = distancia de visibilidad de encuentro, en m

D_{vp} = distancia de visibilidad de parada, en m

2.2.- Alineamiento Horizontal

La alineación horizontal es la proyección del eje de proyecto (eje de la sub-corona) de una carretera sobre un plano horizontal; los elementos que la integran son las tangentes, las curvas, y las curvas de transición.

Generalidades

El alineamiento de una carretera es una serie de tangentes de sección recta unidas por curvas circulares. La fuerza centrífuga asociada con un vehículo que circula por una curva requiere que esta esté peraltada o con sobre elevación para contrarrestar en un grado razonable, la fuerza centrífuga. Para cambiar con suavidad de un tramo recto a uno con curvas, deben usarse curvas espirales de transición que faciliten el cambio de bombeo a sobre elevación.

El alineamiento horizontal necesita estar balanceado para proporcionar tanto como sea posible, una operación continua a la velocidad de proyecto, o la más probable a prevalecer bajo las condiciones generales en cada sección de la carretera.

Por ejemplo, no deben usarse curvas cuyo grado de curvatura sea muy alto después de un tramo recto y largo, en el cual es probable que los vehículos circulen a altas velocidades. Los conductores pueden ajustarse a cambios en las condiciones del camino si éstos son obvios y razonables, por lo que conviene evitar por todos los medios el elemento sorpresa.

El proyectista debe siempre intentar recurrir a curvas suaves, y únicamente utilizar curvatura máxima bajo las más críticas condiciones.

En el proyecto geométrico es necesario establecer la relación entre velocidad de diseño, curvatura y sobre elevación.

Tangentes

Las tangentes del alineamiento horizontal se definen por su dirección y magnitud, la dirección es el azimut, y la magnitud la distancia de las curvas consecutivas que unen.

La longitud máxima de una tangente está condicionada por la seguridad, ya que tangentes largas son causa potencial de accidentes debido a la somnolencia que producen en el conductor al mantener concentrada la atención en puntos fijos del camino durante mucho tiempo, o bien por el deslumbramiento que se da durante la noche.

La longitud mínima de una tangente entre dos curvas consecutivas se define por la longitud necesaria para proporcionar a cada curva la transición entre el bombeo en tangente y la sobre elevación en curva, y la ampliación en las curvas;

también, si une dos curvas circulares inversas con espirales de transición, su longitud mínima será 1.7 veces la velocidad de proyecto en kilómetros por hora, menos la semisuma de las longitudes de las espirales.

La longitud de una tangente que une dos curvas circulares de la misma dirección, las cuales cuentan con espirales de transición podrá ser igual a cero metros.

Al pasar de una tangente larga a una curva, esta deberá tener cuando mucho 2.75° de curvatura.

Curvas circulares

Son los arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes horizontales consecutivas; están definidas por su grado o radio de curvatura y por su longitud, las curvas circulares pueden ser simples o compuestas, según se trate de un sólo arco de círculo, o de dos o más sucesivos, de diferente grado. En el trazo de carreteras el grado de curvatura se define como el ángulo, subtendido por un arco de 20 metros.

Cuando dos tangentes están unidas entre sí por una sola curva circular, se denomina curva circular simple; en el sentido del cadenamamiento pueden ser curvas derechas o izquierdas

Cuando un vehículo circula sobre una curva, se fuerza a salirse radialmente por efecto de la fuerza centrífuga, la cual es contrarrestada por la componente vertical del peso del vehículo, la sobre elevación de la curva y el coeficiente de fricción transversal entre las llantas y la superficie de rodamiento

La longitud máxima de una curva circular, sin contar sus espirales de transición será la distancia recorrida por un vehículo en 20 s a la velocidad de proyecto.

El grado de las curvas circulares se deberá elegir de manera que se ajuste lo mejor posible a la configuración del terreno, procurando optar por el menor posible para permitir la fluidez del tránsito, evitando cambios bruscos en la velocidad de proyecto.

Curvas espirales de transición

Cuando un vehículo pasa de un tramo en tangente a otro en curva requiere hacerlo en forma gradual, tanto en lo que se refiere al cambio de dirección, como a la sobre elevación y a la ampliación necesarias. Para lograr este cambio gradual deberán utilizarse curvas espirales de transición, por las siguientes razones.

1. Se ajustan a la trayectoria natural del vehículo
2. Proporciona un desarrollo óptimo de la sobre elevación
3. Facilita el sobreancho del pavimento en las curvas
4. Mejora la calidad estética del proyecto

Las espirales dan como resultado menor fricción entre las llantas y el pavimento, lográndose con esto el incremento de la seguridad en las curvas con espirales, debido esencialmente a que en su longitud, el cambio de bombeo a sobre elevación se efectúa en forma gradual. Las espirales de transición quedan definidas por su forma y longitud.

La forma de la espiral corresponde a la clotoide o espiral de Euler, cuya expresión es:

$$R_c L_e = A^2$$

En donde

R_c = radio de la curva circular, en m

L_e = longitud de la espiral de transición, en m

A = parámetro de la espiral

y su longitud está dada por la siguiente fórmula:

$$l_e = ((1.5625 * v + 75) * (a + A_c) * S$$

En donde

l_e = longitud de la espiral de transición en metros.

v = velocidad de proyecto en km/h.

a = ancho de carril en metros.

A_c = ampliación en curva

S = sobreelevación en tanto por uno (m/m).

Con esta fórmula se calcula la longitud de espiral para una carretera de dos carriles, cuando sea de tres carriles, la longitud obtenida se multiplica por 1.2; para caminos de cuatro carriles sin dividir se multiplica por 1.5, y para vías de cuatro carriles divididos o más de cuatro sin dividir se multiplica por 2.5

Sobre elevación

La sobre elevación es la pendiente transversal descendente que se da a la corona hacia el centro de las curvas de la alineación horizontal, para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga.

Los valores máximos de sobreelevación se establecen para condiciones operativas de baja velocidad y situaciones ambientales de hielo y nieve; así, la práctica recomienda proyectar las carreteras con sobre elevaciones máximas cuyos valores fluctúan entre el 8 y 10 %.

La sobre elevación se puede dar sobre.

- 1 La línea central
2. El borde interior del pavimento
- 3 La línea interior de la corona
4. El borde exterior del pavimento
- 5 La línea exterior de la corona

Coefficiente de fricción transversal

Los valores de los coeficientes de fricción transversal son un insumo básico en el proyecto geométrico de las curvas, por lo que es importante conocer el coeficiente de fricción lateral entre llantas y superficie de rodamiento; en la tabla 14 se muestran los coeficientes de fricción transversal para diferentes velocidades de proyecto.

Tabla 14. Coeficientes de fricción transversal para diferentes velocidades de proyecto

Velocidad de proyecto en kmph	Coefficiente de fricción transversal μ
30	0.210
40	0.190
50	0.175
60	0.165
70	0.150
80	0.140
90	0.130
100	0.125
110	0.115

Grado máximo de curvatura

El cálculo del grado máximo de curvatura está en función de la sobre elevación máxima, del coeficiente de fricción transversal y de la velocidad de proyecto; las ecuaciones que permiten definir ese parámetro son:

$$R_{min} = \frac{0.00785 * v^2}{s + \mu}$$

$$G_{max} = \frac{1145.92}{R_{min}}$$

En donde .

R_{min} = radio mínimo de curvatura, en m

v = velocidad de proyecto, en km/h

s = sobre elevación máxima , en valor absoluto

μ = coeficiente de fricción transversal

$G_{m\acute{a}x}$ = grado máximo de curvatura

Con las expresiones anteriores se calculan los grados máximos de curvatura, con sus correspondientes radios mínimos, para utilizarse en el proyecto geométrico de carreteras, teniendo como parámetros principales el 8 y el 10 % de sobre elevación máxima, mismo que se incluyen en la siguiente tabla:

Tabla 15. Grados máximos de curvatura para sobre elevaciones del 8 y 10 %

velocidad de proyecto	Coeficiente de fricción transversal	Grado máximo calculado para sobre elevación		Valores para Proyecto			
				s = 0.10		s = 0.08	
		0.10	0.08	G	R	G	R
30	0.210	50.28	47.04	50.25	22.80	47.00	24.38
40	0.190	26.46	24.63	26.45	43.32	24.50	46.77
50	0.175	16.06	14.89	16.00	71.62	14.89	76.96
60	0.165	10.75	9.93	10.75	106.60	9.93	115.40
70	0.150	7.45	6.85	7.45	153.81	6.85	167.29
80	0.140	5.47	5.02	5.45	210.26	5.00	229.18
90	0.130	4.15	3.78	4.13	277.80	3.75	305.58
100	0.125	3.28	2.99	3.25	352.59	3.00	381.97
110	0.115	2.59	2.35	2.50	458.37	2.25	509.30

2.3. Alineamiento vertical

Definición

El alineamiento vertical es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. El eje de la subcorona en la alineación vertical se llama línea subrasante y consiste de tangentes y curvas verticales.

Tangentes verticales

Las tangentes verticales se caracterizan por su longitud y su pendiente y están limitadas por dos curvas verticales sucesivas. La longitud de una tangente vertical es la distancia, medida horizontalmente, entre el fin de la curva vertical anterior y el principio de la siguiente curva vertical. La pendiente de la tangente vertical es la relación entre el desnivel y la distancia entre dos puntos de la misma.

El punto de intersección de dos tangentes verticales consecutivas se denomina punto de inflexión vertical (**PIV**), y a la diferencia algebraica de pendientes en ese punto se le representa con la letra **A**.

La característica principal que debe resolverse en el diseño de las tangentes verticales es la pendiente, la cual se define con la velocidad de proyecto; así como con las condiciones operacionales del tránsito, y a la configuración del terreno.

Pendiente gobernadora

Es la pendiente media que teóricamente puede darse a la línea subrasante para vencer un desnivel determinado, en función de las características del tránsito y la configuración del terreno; la mejor pendiente gobernadora será aquella que, al conjugar esos conceptos permita obtener el menor costo de construcción, conservación y operación. Sirve de norma reguladora a la serie de pendientes que se deban proyectar para ajustarse en lo posible al terreno. Se recomienda para terreno montañoso utilizar una pendiente del 4%, y para el terreno lomerío una del 3%. En el caso del terreno plano ésta se considera nula.

Pendiente máxima

Es la mayor pendiente que se permite en el proyecto, se determina por el volumen de tránsito previsto y su composición, así como por la configuración del terreno.

La pendiente máxima se empleará cuando convenga desde el punto de vista económico para salvar ciertos obstáculos locales, tales como cantiles, fallas y zona inestables, siempre que no se rebase la longitud crítica.

Las pendientes de la tabla 16, se basan en la velocidad de proyecto y en el tipo de terreno, son las máximas que deben emplearse para el diseño de carreteras.

Pendiente mínima

La pendiente mínima se fija para permitir el drenaje. En los terraplenes puede ser nula, sin embargo, no es recomendable; en los cortes se recomienda una pendiente de 0.5% como mínimo, para garantizar el buen funcionamiento de las cunetas; en ocasiones, la longitud de los cortes y la precipitación pluvial de la zona podrá llevar a aumentar esa pendiente mínima.

Longitud crítica en pendientes del alineamiento vertical

Es la longitud máxima en la que el vehículo de proyecto puede ascender sin reducir su velocidad más allá del límite previamente establecido.

Los elementos que intervienen para determinar la longitud crítica de una tangente, son fundamentalmente

- El vehículo de proyecto
- La configuración del terreno
- El volumen de tránsito y la composición vehicular
- El tipo de camino

El vehículo, con su relación peso/potencia, define características de operación que determinan la velocidad con que es capaz de recorrer una pendiente dada. La configuración del terreno impone condiciones al proyecto, que desde el punto de vista económico, obligan a emplear pendientes que reducen la velocidad de los vehículos pesados y hacen que éstos interfieran con los ligeros. El volumen de tránsito y su composición vehicular son elementos primordiales para el estudio económico del tramo, ya que los costos de operación dependen básicamente de ellos.

Con las gráficas de la capacidad del motor, elaboradas con base en la relación peso/potencia, se determina el efecto de la pendiente y su longitud sobre las velocidades del vehículo de proyecto, para el cálculo de las longitudes críticas, el criterio establecido en el Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras prevalece, tomando en cuenta que:

1. La velocidad mínima al final de una tangente vertical ascendente, ya sea ésta simple o compuesta, nunca deberá ser menor a la mínima establecida para el proyecto de cada tipo de carreteras
2. Se deberán utilizar las **tablas interactivas 17 y 18**, según el vehículo de proyecto de que se trate

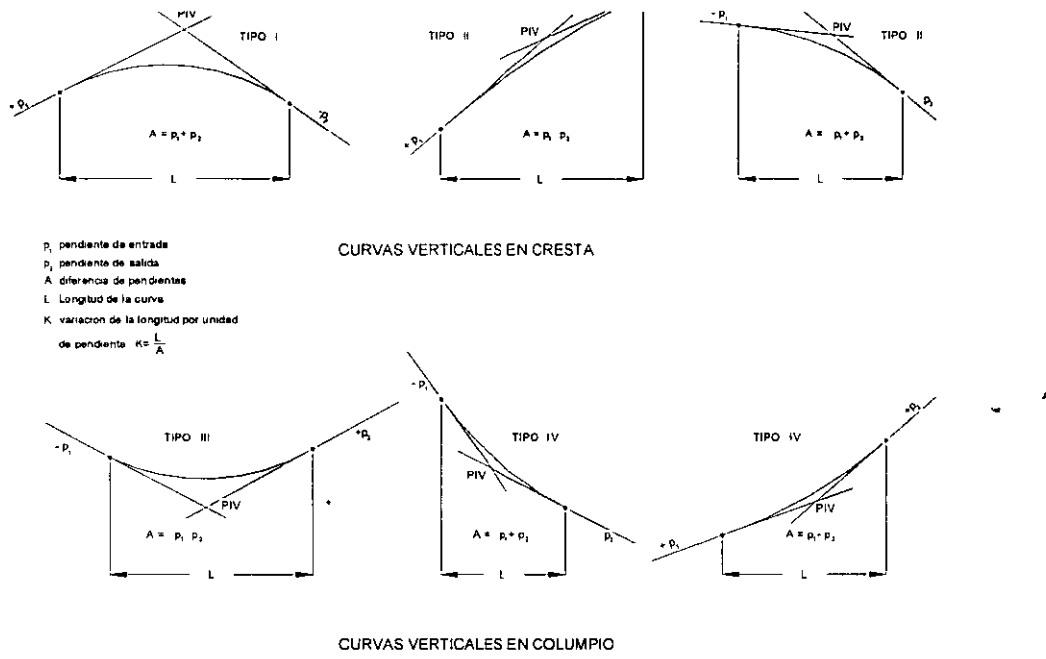
Para una correcta selección de la pendiente debe hacerse un balance del costo anual agregado por la reducción de la pendiente contra el costo anual agregado de la operación vehicular, sin la reducción de la pendiente.

Los problemas de la pendiente se analizan con respaldo en la operación vehicular; sin embargo, por seguridad se requiere de mayores consideraciones, ya que las pendientes bajas son más seguras en climas húmedos, con hielo o nieve, en cambio, las pendientes altas al reducir la velocidad de los camiones provocan líneas de espera atrás de ellos en carreteras de dos carriles

Curvas verticales

Son las que enlazan dos tangentes consecutivas del alineamiento vertical para que en su longitud, se efectúe el paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la pendiente de la tangente de salida.

Los diferentes tipos de curvas verticales se muestran en la **fig 11** del Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras



p_1 pendiente de entrada
 p_2 pendiente de salida
 A diferencia de pendientes
 L Longitud de la curva
 K variación de la longitud por unidad de pendiente $K = \frac{L}{A}$

TABLA 16.- CLASIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LAS CARRETERAS

CONCEPTO		UNIDAD	TIPO DE CARRETERA																											
			E					D					C					B					A							
NIVEL DE SERVICIO ESPERADO EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		NS	No aplica					D										C												
TERRENO	MONTAÑOSO	-	_____					_____					_____					_____					_____							
	LOMERIO		_____					_____					_____					_____					_____							
	PLANO		_____					_____					_____					_____					_____							
VELOCIDAD DE PROYECTO		Km/h	30	40	50	60	70	30	40	50	60	70	40	50	60	70	80	90	100	50	60	70	80	90	100	110	60	70	80	
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA		m	30	40	55	75	95	30	40	55	75	95	40	55	75	95	115	135	155	55	75	95	115	135	155	175	75	95	115	
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE		m	-	-	-	-	-	135	180	225	270	315	180	225	270	315	360	405	450	225	270	315	360	405	450	495	270	315	360	
GRADO MÁXIMO DE CURVATURA		°	60	30	17	11	7.5	60	30	17	11	7.5	30	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75	11	7.5	5.5	
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	4	7	12	23	36	3	4	8	14	20	4	8	14	20	31	43	57	8	14	20	31	43	57	72	14	20	31
		COLUMPIO	m/%	4	7	10	15	20	4	7	10	15	20	7	10	15	20	25	31	37	10	15	20	25	31	37	43	15	20	25
	LONGITUD MINIMA	m	20	30	30	40	40	20	30	30	40	40	30	30	40	40	50	50	60	30	40	40	50	50	60	60	40	40	50	
PENDIENTE GOBERNADORA		%	9					8					6					5					4							
PENDIENTE MÁXIMA		%	13					12					8					7					6							
ANCHO DE CALZADA		m	40					60					60					70					70				2 X 4 CAR			
ANCHO DE CORONA		m	40					60					70					90					120				2 UN CUERPO			
ANCHO DE ACOTAMIENTOS		m	-					-					0.5					1.0					2.5				30 EXT 0.5 INT			
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL		m	-					-					-					-					-				2.1			

Si el punto de intersección de las dos tangentes está arriba de la superficie de la carretera, la curva vertical se llama "cresta", si está abajo, se le conoce como "columpio" Las curvas verticales deben proporcionar un diseño seguro y cómodo en la operación vehicular, y con un drenaje adecuado. Los factores a ser considerados en el diseño de las curvas verticales son la distancia de visibilidad a lo largo de la curva; la comodidad en el trayecto al recorrer la curva vertical, la económica en las terracerías; y la simplicidad de los cálculos.

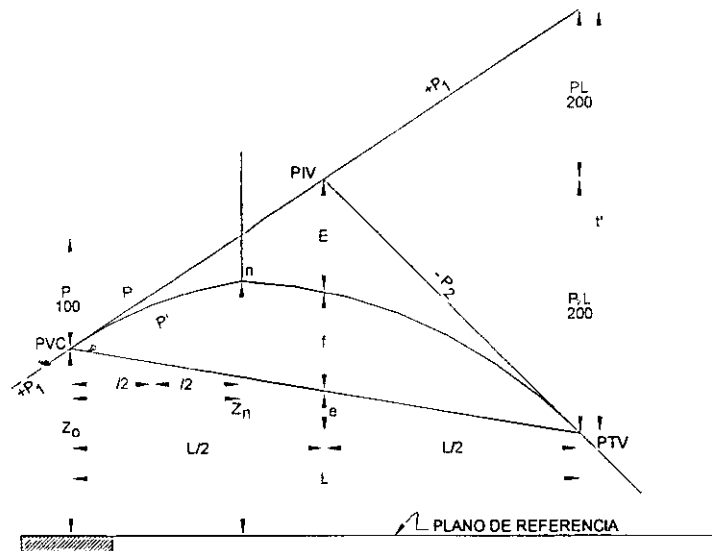
Los tipos de curvas empleados en el proyecto de curvas verticales pueden ser circulares, espirales y parabólicas. Las que proporcionan la máxima seguridad y comodidad son las curvas verticales parabólicas, mismas que se identifican por su longitud L y la diferencia algebraica A de las pendientes que unen p_1 y p_2

Con cada curva, el alineamiento vertical de la tangente varía con el cuadrado de la distancia horizontal desde el extremo de la curva. Las elevaciones a lo largo de la curva se calculan simplemente como las proporciones del alineamiento vertical en el punto vertical de intersección (PIV), el cual es $AL/800$.

La operación segura de vehículos demanda que se prevea una línea de visibilidad clara de una longitud adecuada. Las distancias de visibilidad a utilizarse en el diseño de curvas verticales son la de visibilidad de parada y la de visibilidad para rebasar. Una distancia de visibilidad de parada segura es la distancia mínima requerida para que un conductor detenga su vehículo mientras viaja cercano a la velocidad de proyecto. En suma, en vías de dos carriles, la oportunidad para rebasar vehículos que viajan más lento que los demás se debe proveer a intervalos, de manera que en tramos de 5 km, se tengan los siguientes subtramos con distancia de visibilidad de rebase:

Tipo de camino	Subtramos con distancia de visibilidad para rebasar
Tipo D	Un de 600 m, o dos de 300 m
Tipo C	Uno de 1500 m, o dos de 750 m, o tres de 500 m, o cuatro de 375 m
Tipos ET, A y B	Uno de 3000 m, o dos de 1500 m, o tres de 1000 m, o cuatro de 750 m, o cinco de 600 m, o seis de 500 m

Los elementos de una curva vertical parabólica se muestran en la fig 12 y se calculan como sigue



- PIV - Punto de intersección de las tangentes
- PCV - Punto en donde comienza la curva vertical
- PTV - Punto en donde termina la curva vertical
- n - Punto cualquiera sobre la curva
- P_1 - Pendiente de la tangente de entrada en por ciento
- P_2 - Pendiente de la tangente de salida en por ciento
- P - Pendiente en un punto cualquiera de la curva en por ciento
- P' - Pendiente de una cuerda a un punto cualquiera en por ciento
- A - Diferencia algebraica entre las pendientes de la tangente de entrada y la de salida
- L - Longitud de la curva
- E - Externa
- f - Flecha
- l - Longitud de curva a un punto cualquiera
- t - Desviación respecto a la tangente de un punto cualquiera
- K - Variación de longitud por unidad de pendiente, $K = L/A$
- Z_0 - Elevación del PCV
- Z_n - Elevación de un punto cualquiera

FIGURA 83 ELEMENTOS DE LAS CURVAS VERTICALES

1. longitud. Es la distancia medida horizontalmente entre dos puntos, el principio curva vertical (PCV) y el principio tangente vertical (PTV); para calcular la longitud de estas curvas existen cuatro criterios.

1.1 criterio de comodidad. Se aplica al proyecto de curvas verticales en columpio, en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehiculo al cambiar de dirección, se suma al peso propio de éste. Se recomienda que la aceleración centrífuga en la curva no exceda de 0.305 m/s^2 de tal manera que

$$K = \frac{L}{A} \geq \frac{v^2}{395}$$

En donde :

v = velocidad en km/h

K = es el recíproco de la variación de la pendiente por unidad de longitud

L = longitud de la curva vertical, en m

A = diferencia algebraica de pendientes

1.2 criterio de apariencia. Se aplica al proyecto de curvas verticales con visibilidad completa, o sea a las curvas en columpio, para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente, empíricamente la AASHTO determinó que

$$K = \frac{L}{A} \geq 30$$

1.3 criterio de drenaje. Se aplica al de proyecto de ambos tipos de curvas verticales, en cresta y en columpio, siempre y cuando estén alojadas en corte, de tal manera que la pendiente en cualquier punto de la curva debe ser tal que el agua pueda escurrir fácilmente. Igualmente que en el caso anterior, la AASHTO determinó lo siguiente

$$K = \frac{L}{A} \leq 43$$

1.4 criterio de seguridad. Se aplica a curvas en cresta y en columpio, su longitud debe ser tal que en toda la curva, la distancia de visibilidad sea mayor o igual a la de parada.

Las expresiones que permiten calcular la longitud de las curvas verticales, tanto para distancia de visibilidad de parada como de rebase son las siguientes.

Para curvas en cresta

$$D > L; L = 2D - \frac{C_1}{A}$$

$$D < L; L = \frac{AD^2}{C_1}$$

Para curvas en columpio

$$D > L, L = 2D - \frac{C_2 + 3.5D}{A}$$

$$D > L, L = \frac{AD^2}{C_2 + 3.5D}$$

El valor de las constantes para el vehículo de proyecto se indica en el cuadro siguiente:

Constante	Distancia de visibilidad	
	Parada	Rebase
C_1	425	1000
C_2	120	-

El valor mínimo para curvas diseñadas con la distancia de visibilidad de rebase no será menor al obtenido con la siguiente expresión

$$L = 0.6v$$

En donde

l = longitud mínima de la curva, en m

v = velocidad de proyecto, en km/h

Para proyecto, el criterio a seguir debe ser el de seguridad, que satisfaga cuando menos la distancia de visibilidad de parada. El criterio de apariencia sólo debe de emplearse en caminos tipo **ET y A2**; por otra parte, el drenaje siempre debe de resolverse, sea con la longitud de curva o modificando las características hidráulicas de las cunetas.

El caso más crítico es el cálculo de las curvas con el criterio de seguridad que satisface la distancia de visibilidad de parada y la longitud mínima de curva, empleando las fórmulas correspondientes a la condición $D < L$.

2. Pendiente en un punto cualquiera de la curva. Para determinar esta pendiente P , se utiliza la siguiente expresión:

$$P = P_1 - \frac{Al}{L}$$

En donde.

P, P_1, A están expresadas en por ciento y l y L en metros

3. **Pendiente de la cuerda en un punto cualquiera** Esta pendiente se simboliza con P' y se calcula con la siguiente expresión:

$$P' = P_1 - \frac{Al}{2L}$$

4. **Desviación respecto a la tangente.** Es la diferencia de ordenadas entre la prolongación de la tangente y la curva, llamada t ; se calcula con la siguiente expresión:

$$t = \frac{A}{200L} l^2$$

5. **Externa,** Es la distancia entre el PIV y la curva, medida verticalmente y se le representa como E ; se calcula con la siguiente expresión:

$$E = \frac{AL}{800}$$

6. **Flecha.** Es la distancia entre la curva y la cuerda PCV – PTV, medida verticalmente; se representa como f y se calcula con:

$$f = \frac{AL}{800}$$

7. **Elevación de un punto cualquiera de la curva Z_n ,** se calcula con la siguiente expresión:

$$Z_n = Z_{n-1} + \frac{P_1}{5} - \frac{A}{10N} (2n-1)$$

2.4. Sección transversal

La sección transversal de un camino debe proporcionar a los usuarios un nivel de servicio aceptable dentro de toda la vida útil del proyecto; una sobre elevación suficiente que conjuntamente con la fricción transversal, contrarresten la fuerza centrífuga en las curvas horizontales; asimismo, debe proporcionar cuando menos, la distancia de visibilidad de parada en curvas derechas e izquierdas; pantallas que eviten deslumbramientos o distracción; rápido drenaje de la superficie de rodamiento; arbustos laterales que en su caso, puedan amortiguar el impacto de un vehículo accidentado, con una imagen que haga confortable, placentero y seguro el viaje.

Definición

La sección transversal de un camino en un punto cualquiera de éste es un corte vertical, normal al alineamiento horizontal, que define la posición y dimensiones de los elementos que forman el camino en el punto correspondiente a cada sección, y su relación con el terreno natural.

Elementos que la integran

Los elementos que integran la sección transversal son.

1. Corona

Rasante

Pendiente transversal

Bombeo

Sobre elevación

Transición de bombeo a sobre elevación

Calzada

Carril

Ancho de calzada en tangente

Ancho de calzada en curva

Acotamientos

2. Subcorona

3. Cunetas

4. Contracunetas

5. Taludes

6. Partes complementarias

7. Derecho de vía

1. **Corona** es la superficie del camino terminado que está comprendida entre sus hombros, es decir, entra las aristas que forman la superficie del camino y los taludes del terraplén o de las cunetas del corte. Los elementos que definen la corona son: **la rasante, la pendiente transversal, la calzada y los acotamientos.**

1.1 Rasante. Es la línea obtenida al proyectar sobre un plano vertical el desarrollo del eje de la corona del camino. En la sección transversal está representada por un punto.

1.2 Pendiente Transversal. Es la pendiente de la corona, normal al eje. Se presentan tres casos: el bombeo, la sobre elevación y la transición de bombeo a la sobre elevación.

a) **Bombeo.** Es la pendiente que se da a la corona en las tangentes del alineamiento horizontal hacia uno y otro lado de la rasante, para evitar la acumulación del agua sobre el camino. Un bombeo apropiado será aquel que permita un drenaje correcto de la corona con la mínima pendiente, a fin de que el conductor no tenga sensaciones de incomodidad o inseguridad.

Tabla 17. - Bombeo de la corona según la superficie del pavimento

Superficie de la Calzada	Bombeo %
Concreto Hidráulico o asfáltico	2
Mezcla asfáltica	2 a 3

b) **Sobre elevación.** Es la pendiente transversal que contrarresta parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga en las curvas horizontales. La expresión para calcular el valor de la sobreelevación que se requiere en una curva horizontal está determinado por la expresión:

$$s = 0.00785 * \frac{V^2}{R} - \mu$$

En donde :

s : sobreelevación en valor absoluto, expresada en m/m

V : Velocidad del vehículo en km/h

R : Radio de la curva, en *m*

μ Coeficiente de fricción lateral.

Con la sobreelevación obtenida en la expresión anterior, un vehículo que circule por una curva a una velocidad dada se mantendrá en equilibrio, sin embargo, puede detenerse dentro de la curva y, para que no se voltee o deslice, se fijan valores de sobreelevación máxima, mostrados en la **tabla 18**

Tabla 18. - Sobreelevación máxima por tipo de infraestructura

Tipo de infraestructura	Sobre elevación máxima en %
Autopistas	10
Carreteras que no presenten zonas de hielo o nieve	10
Carreteras en zonas de hielo o nieve	8
Enlaces de los entronques	8
Zonas urbanas	6

Una vez determinada la sobreelevación máxima, el menor radio de curvatura y su correspondiente Grado máximo de curvatura, se obtendrán con las siguientes expresiones.

$$s = 0.00785 * \frac{V^2}{R} - \mu$$

En donde :

s sobreelevación en valor absoluto, expresada en m/m .

V Velocidad del vehículo en km/h

R Radio de la curva, en *m*

μ Coeficiente de fricción lateral.

$$G_{m\acute{a}x} = 146000 * (\mu + s_{m\acute{a}x}) / V^2.$$

En donde :

$G_{m\acute{a}x}$ Grado máximo de curvatura

s sobreelevación máxima en valor absoluto, expresada en m/m .

V Velocidad del vehículo en km/h .

μ : Coeficiente de fricción lateral.

Los valores del coeficiente de fricción lateral siguen siendo los establecidos en el Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras, publicado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, mismos que disminuyen conforme aumenta la velocidad.

En la tabla 19, se muestran los grados máximos de curvatura para distintas velocidades de proyecto correspondientes a sobre elevaciones máximas de 10%, 8% y 6%

Tabla 19 - Grados máximos de curvatura para sobre elevaciones máximas de 10%, 8% y 6%

Velocidad de proyecto	Coeficiente de fricción lateral	Grado máximo de curvatura calculado para la sobre elevación máxima					
		S máx. 10%		S máx. 8%		S máx. 6%	
		G°	R	G°	R	G°	R
80	0.14	5.50	208.35	5.00	229.18	4.50	254.65
90	0.135	4.25	269.63	3.75	305.58	3.50	327.41
100	0.131	3.25	352.59	3.00	381.97	2.75	416.70
110	0.126	2.75	416.70	2.50	458.37	2.25	509.30
120	0.120	2.25	509.30	2.00	572.96	1.75	654.81

La sobre elevación en curvas con grado menor al máximo se calculará a través de una variación parabólica con valores comprendidos de $S=0\%$ para $G=0^\circ$ a $S=S_{máx}$ para $G=G_{máx}$. En la **Tabla 20**, se muestran valores para proyecto y se fija una sobre elevación mínima de 2% para el drenaje de la superficie de rodamiento y sobre elevaciones máximas de 10%, 8% y 6%

Tabla 20. – Sobre elevaciones correspondientes a los grados de curvatura y sobre elevaciones máximas

Velocidad		80			90			100			110			120		
G°	R	Valores de Proyecto para las sobre elevaciones máximas indicadas														
		10%	8%	6%	10%	8%	6%	10%	8%	6%	10%	8%	6%	10%	8%	6%
0.25	4583.68	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
0.50	2291-84	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.4	2.4	2.0	2.7	2.6	2.4	3.9	3.1	2.9
0.75	1527.89	2.5	2.4	2.0	3.0	2.8	2.3	3.9	3.4	2.8	4.1	3.9	3.4	4.9	4.4	4.0
1.00	1145.92	3.2	3.2	2.3	3.9	3.7	2.9	4.6	4.4	3.5	5.2	5.0	4.2	5.9	5.6	4.9
1.25	916.74	3.9	3.7	2.8	4.8	4.4	3.5	5.5	5.2	4.2	6.4	5.8	4.9	7.1	6.6	5.5
1.50	763.95	4.6	4.3	3.3	5.6	5.2	4.0	6.5	5.9	4.7	7.3	6.6	5.4	8.1	7.3	5.9
1.75	654.81	5.2	4.8	3.7	6.3	5.7	4.5	7.3	6.6	5.2	8.2	7.2	5.8	9.1	7.8	6.0
2.00	572.96	5.8	5.3	4.1	7.0	6.2	4.9	8.0	7.0	5.5	8.8	7.9	6.0	9.7	8.0	
2.25	509.30	6.4	5.8	4.4	7.6	6.7	5.2	8.6	7.5	5.8	9.5	8.0	6.0	10.0		
2.50	458.37	6.9	6.2	4.8	8.1	7.0	5.5	9.1	7.8	5.9	9.8	8.0				
2.75	416.70	7.4	6.5	5.0	8.6	7.4	5.7	9.5	7.9	6.0	10.0					
3.00	381.97	7.9	6.9	5.3	9.0	7.6	5.9	9.6	8.0							
3.25	352.59	8.3	7.1	5.5	9.4	7.8	6.0	10.0								
3.50	327.41	8.7	7.4	5.7	9.7	7.9	6.0									
3.75	305.58	8.9	7.5	5.8	9.8	8.0										
4.00	286.48	9.4	7.7	5.9	9.9											
4.25	269.63	9.5	7.8	6.0	10.0											
4.50	254.65	9.7	7.9	6.0												
4.75	241.25	9.8	8.0													
5.00	229.18	9.9	8.0													
5.25	218.27	10.0														
5.30	208.35	10.0														

c) **Transición de Bombeo a Sobre elevación.** En el alineamiento horizontal, al pasar de una sección en tangente a otra en curva, se emplea una espiral de transición, en la que se hace el cambio de la pendiente transversal de la corona, desde el bombeo hasta la sobreelevación correspondiente a la curva. Para carreteras de cuatro carriles en un solo cuerpo, la longitud de la espiral de transición se obtiene multiplicando el valor dado para dos carriles en un solo cuerpo por 1.5. En las Figuras 13 y 14 se muestran los procedimientos por seguir en las tres situaciones posibles y se indica la variación de la sobreelevación. para el primer caso, cuando la corona tiene un solo bombeo hacia el lado derecho, para el segundo, cuando tiene un solo bombeo para el lado izquierdo y para el tercero cuando la corona tiene dos bombeos, hacia los lados derecho e izquierdo.

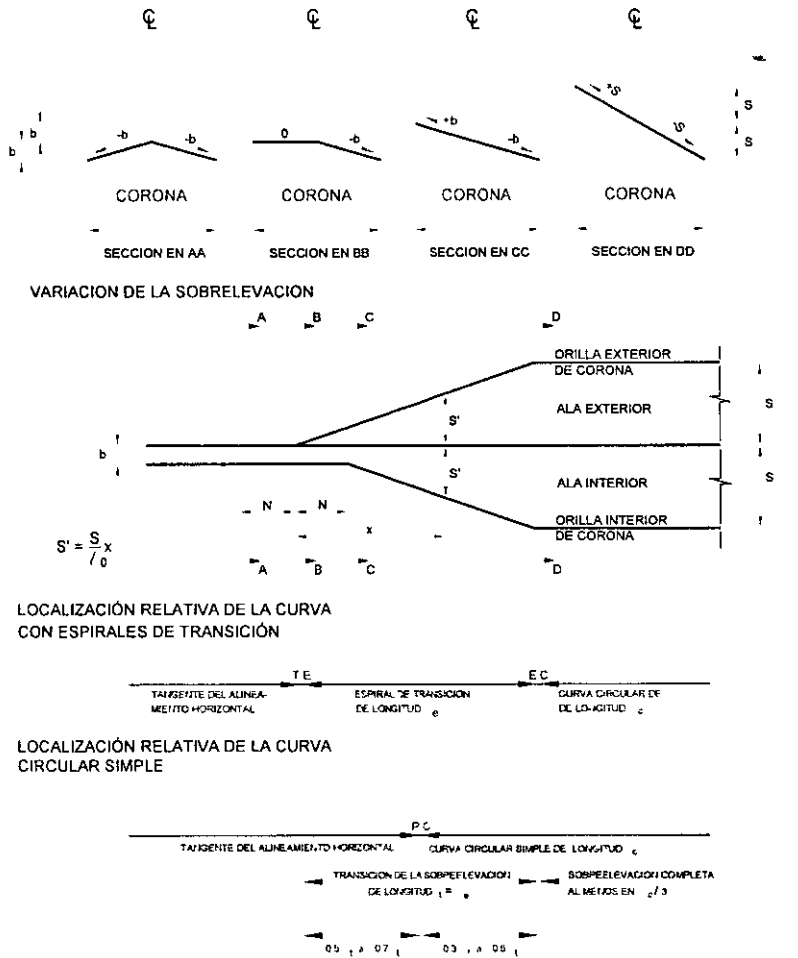


FIG 9 4 TRANSICION DE LA SECCION EN TANGENTE A LA SECCION EN CURVA GIRANDO SOBRE EL EJE DE LA CORONA

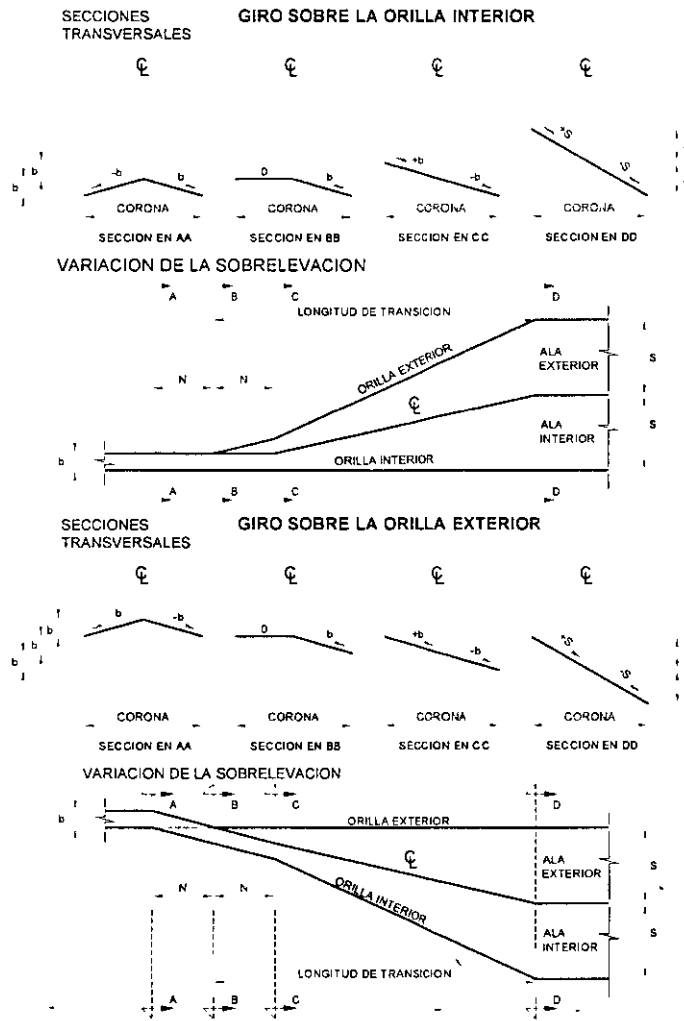


FIGURA 9.5 TRANSICION DE LA SECCION TANGENTE A LA SECCION EN CURVA GIRANDO SOBRE UNA ORILLA DE LA CORONA

En la tabla 21 se dan las longitudes de las espirales de transición en carreteras de cuatro carriles en dos cuerpos y en carreteras de cuatro carriles en un solo cuerpo, para $S_{\text{máx}} = 10\%$ y $S_{\text{máx}} = 8\%$

Tabla 21 - Longitud de las espirales de transición.

Velocidad de proyecto	Longitud de las espirales de transición			
	ET y A4, cuerpos separados		ET y A4 un solo cuerpo	
	S máx. 10%	S máx. 8%	S máx. 10%	S máx. 8%
80	76	61	114	91
90	82	66	123	98
100	88	70	132	106
110	94	75	141	113
120	100	80	150	120

1.3 Calzada. La calzada es la parte de la corona destinada al tránsito de vehículos y constituida por uno o más carriles, entendiéndose por carril a la faja de ancho suficiente para la circulación de una fila de vehículos.

El ancho de calzada es variable a lo largo del camino y depende de la localización de la sección en el alineamiento horizontal y excepcionalmente en el vertical. Normalmente el ancho de calzada se refiere al ancho en tangente del alineamiento horizontal.

a) Carril. Es la faja de anchura suficiente para la circulación de una fila de vehículos. Los carriles en tangente horizontal deberán tener el ancho dado por la siguiente expresión:

$$a = C + EV$$

En donde:

a = ancho de carril, en m

C = distancia libre lateral entre vehículos, en m

EV = ancho total del vehículo, en m

b) Ancho de calzada en tangente. Para determinar el ancho de calzada en tangente, debe establecerse el nivel de servicio deseado al final del horizonte de proyecto del camino; con este dato y los estudios económicos correspondientes, pueden determinarse el ancho y número de carriles, de manera que el volumen de tránsito en ese año no exceda el volumen correspondiente al nivel de servicio prefijado. Los anchos de carril son: 3.00 m, 3.50 m y de 3.65 m; sin embargo, cuando el volumen de tránsito es menor de 100 vehículos por día, pueden proyectarse caminos de un carril con ancho de 4.50 m para el tránsito en ambos sentidos de circulación, y libraderos para permitir el tránsito de los vehículos que se encuentran circulando en el sentido opuesto.

En tangentes verticales con pendientes longitudinales fuertes o de gran longitud, se puede proyectar un tercer carril de ascenso, lo que permitirá mejorar el nivel de servicio del tramo en estudio.

c) Ancho de calzada en curvas del alineamiento horizontal. Cuando un vehículo circula por una curva del alineamiento horizontal, ocupa un ancho mayor que cuando circula sobre una tangente y el conductor experimenta cierta dificultad para mantener su vehículo en el centro del carril, por lo que se hace necesario dar un ancho adicional a la calzada respecto al ancho en tangente. A este sobre ancho se le llama ampliación la cual debe darse tanto a la calzada como a la corona.

En las **figuras 15 y figura 16** se ilustran la forma en que intervienen cada uno de los elementos mencionados en el cálculo de la ampliación para obtener el ancho de calzada en curva.

Para caminos de cuatro carriles sin dividir, la ampliación en curva tendrá un valor doble que el calculado para caminos de dos carriles. Si están divididos a cada calzada le corresponde la ampliación calculada. Para fines de proyecto no se consideran las ampliaciones que resulten menores de 20 cm, si la ampliación resultase mayor deberá redondearse al decímetro próximo superior.

La ampliación de la calzada en las curvas, se da en el lado interior; la raya central se pinta posteriormente en el centro de la calzada ampliada. Para pasar del ancho de calzada en tangente al ancho de calzada en curva, se aprovecha la longitud de transición requerida para dar la sobre elevación, de manera que la orilla interior de la calzada forme una curva suave sin quiebres bruscos a lo largo de ella.

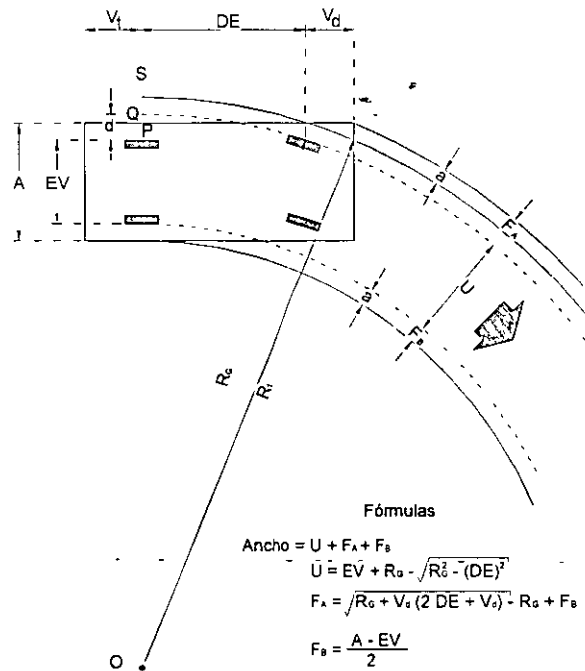


FIGURA 5.4 ANCHO DEL VEHICULO EN CURVA

En curvas circulares con espirales, la ampliación en la transición puede darse proporcionalmente a la longitud de la espiral, esto es

$$A' = \frac{A}{l_e} l$$

En donde A' es la ampliación en una sección que está a l metros del TE, l_e es la longitud de la espiral y A es la ampliación total en curva. Procediendo de esta manera se tendrá ampliación nula en el TE, ampliación total en el EC, y la orilla inferior de la calzada tendrá la forma de una espiral modificada.

El vehículo de proyecto tiene un ancho total de 2.60 m sin contar los espejos laterales; además, se considera que la distancia libre lateral entre vehículos "c" debe ser de 1.10 m y la mitad de este valor para la distancia libre con respecto a la orilla de la calzada. De lo anterior se deduce que el ancho de la calzada en tangente será un múltiplo de carriles de 3.70 m.

El ancho de la calzada en tangente horizontal debe incrementarse en las curvas, ya que los vehículos ocupan un ancho mayor al circular en éstas, debido a las distintas trayectorias que siguen las ruedas traseras con respecto a las delanteras, a los vuelos delantero y trasero de las carrocerías y al espacio necesario entre dos filas de vehículos por dificultad de maniobra. A este sobreaño se le llama Ampliación.

En el ancho de la calzada, para dos carriles de circulación en un sentido en curva, se determina por medio de la suma de los anchos definidos por la distancia entre huellas externas de dos vehículos que circulan por la curva, la distancia libre lateral entre dos filas de vehículos y entre éstos y la orilla de la calzada, el sobreaño debido a la proyección del vuelo delantero del vehículo que circula por el lado interior de la curva y el ancho adicional que toma en cuenta la dificultad de maniobra en la curva.

La ampliación de la calzada en las curvas se da en el lado interior de éstas, se incluye el caso de cuatro carriles en un solo cuerpo donde la barrera se coloca en el centro de la calzada ampliada. En la espiral de transición se pasa del ancho de calzada en tangente al ancho de calzada en curva.

La transición de la ampliación se da proporcionalmente a la longitud de la espiral, mediante la siguiente expresión:

$$A' = \frac{A}{l_e} l$$

en donde

A' Ampliación de una sección que está a " l " metros del punto

TE (Tangente - Espiral)

l_e longitud de la espiral.

A Ampliación total de la calzada en la curva

Por lo que la ampliación en el TE será cero, en el EC será la ampliación total y la orilla interior de la calzada tendrá la forma de una espiral modificada.

1.4 Acotamientos. Son fajas adyacentes a la calzada, definidas por las orillas de ésta y las líneas de los hombros del camino. Van a ambos lados y pueden ser de anchos diferentes.

Los acotamientos tienen por objeto

- a) Suministrar seguridad al usuario al proporcionar, en caso de emergencia, un ancho adicional de superficie de rodadura.
- b) Dar confinamiento al pavimento y proteger contra la humedad y posibles erosiones la calzada.
- c) Mejorar la visibilidad en los tramos en curva, sobre todo cuando el camino va en corte.
- d) Facilitar los trabajos de conservación.

El ancho de los acotamientos depende principalmente del nivel de servicio al que el camino funcionará en el horizonte de proyecto, los acotamientos externos serán como mínimo, por capacidad y nivel de servicio, de 1,80 m y es recomendable que su ancho sea de 2 50 a 3 00 m, los acotamientos internos, cuando la faja separadora central es angosta, es de 1.00 m, si la faja separadora es ancha, estos podrán ser de 2.00 m

El color y la textura de los acotamientos serán, de preferencia, distinta a los de la calzada y su pendiente transversal será igual al de ésta

2. Subcorona es la superficie que limita las terracerías y sobre la que se apoyan las capas del pavimento. En sección transversal es una línea

Se define a las terracerías como el material que se corta o terraplena para formar el camino hasta la Subcorona. La diferencia de cotas entre el terreno natural y la Subcorona determina los espesores de corte o terraplén en cada punto de la sección

A los puntos intermedios en donde esa diferencia es nula se les llama puntos de paso, y a las líneas que unen esos puntos en un tramo del camino, línea de paso. A los puntos extremos de la sección donde los taludes cortan al terreno natural, se les llama ceros y a las líneas que los unen a lo largo del camino, líneas de ceros

2.1 El pavimento es la capa o capas de material seleccionado y tratado, comprendidas entre la Subcorona y la corona, que tiene por objeto soportar las cargas inducidas por el tránsito y repartirlas de manera que los esfuerzos transmitidos a la capa de terracerías subyacente a la subcorona, no le causen deformaciones perjudiciales; al mismo tiempo proporciona una superficie de rodamiento adecuada al tránsito. Los pavimentos generalmente están formados por la sub-base, la base y la carpeta, definiendo esta última la calzada del camino

Los elementos que definen la Subcorona son la subrasante, la pendiente transversal y el ancho.

2.2 Subrasante. Es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. En la sección transversal es un punto cuya diferencia de elevación con la rasante, está determinada por el espesor del pavimento y cuyo desnivel con respecto al terreno natural, sirve para determinar el espesor de corte o terraplén

2.3 Pendiente transversal de la subcorona es la misma que la de la corona, logrando mantener uniforme el espesor del pavimento. Puede ser bombeo o sobre elevación, según que la sección esté en tangente, en curva o en transición

2.4 Ancho de la subcorona. Es la distancia horizontal comprendida entre los puntos de intersección de la subcorona con los taludes del terraplén, cuneta o

corte Este ancho está en función del ancho de corona y del ensanche y queda definido por la siguiente expresión

$$A_s = C + e_1 + e_2 + A$$

En donde

A_s	Ancho de la subcorona, en m
C	Ancho de la corona en tangente, en m
e_1 y e_2	ensanche de cada lado del camino, en m
A	Ampliación de la calzada en la sección considerada, en m

El ensanche es el sobreancho que se da a cada uno de los lados de la subcorona para que, con los taludes del proyecto, pueda obtenerse el ancho de corona después de construir las capas de base y sub-base, es función del espesor de base y sub-base, de la pendiente transversal y de los taludes. Cuando el camino va en corte y se proyecta cuneta provisional, el hombro de la subcorona queda en la misma vertical que el de la corona y el ensanche es nulo **Figura 17** pero cuando el camino se va a pavimentar inmediatamente después de construídas las

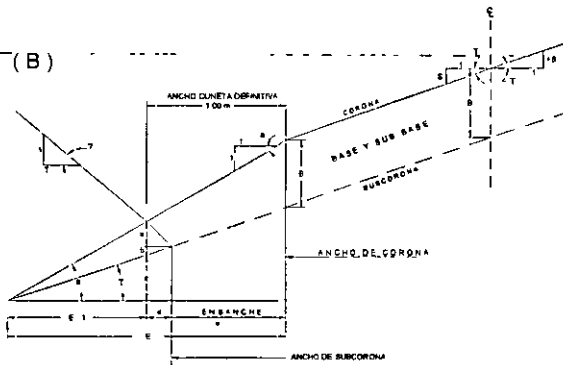
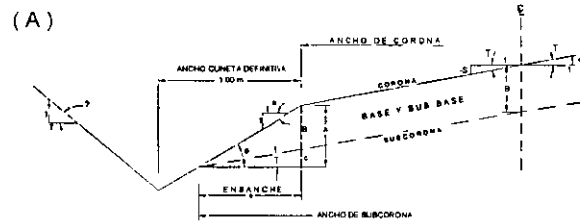


FIGURA 97 ENSANCHE DE LA SUBCORONA

terracerías y no hay necesidad de construir la cuneta provisional, la cuneta definitiva quedará formada con el material de base y sub-base y por el talud del corte **Figura 18** En este caso el ensanche de la subcorona se calcula como sigue

$$e = \frac{B}{\frac{1}{t} + S}$$

En donde

- e: ensanche, en m
- B: espesor de pavimento (en los casos en que no se encarpeten los acotamientos será solamente el espesor de sub-base y base) en m
- t: talud de la cuneta
- S: sobreelevación o pendiente transversal con s signo

La expresión anterior puede aplicarse también para el cálculo del ensanche en terraplenes, en cuyo caso, *t* es el talud del terraplén

En secciones de corte, en el caso de que el valor del ensanche resulte mayor de 1 00 m, debido a valores altos del espesor del pavimento o de la pendiente transversal, ocurre que la subcorona intersecta primero al talud del corte que al talud de la cuneta, por lo que el ensanche debe calcularse con esta otra expresión:

$$e = \frac{\frac{1}{T} + \frac{1}{t} - B}{\frac{1}{T} - S}$$

En donde:

- e: ensanche, en m
- B: espesor de sub-base, base y en su caso de la carpeta, en m
- T: talud del corte
- t: talud de la cuneta
- S: sobreelevación o pendiente transversal con su signo

2.5 Ampliación y sobre elevación en transiciones. Para calcular las ampliaciones y sobre elevaciones de la subcorona, en las curvas y transiciones del alineamiento horizontal, se hace uso de los principios y recomendaciones establecidos en este capítulo, sin embargo, dada su importancia en el proyecto de las secciones de construcción se establecerá la metodología de cálculo, que puede facilitarse mediante el empleo de una tabla similar a la 9-c

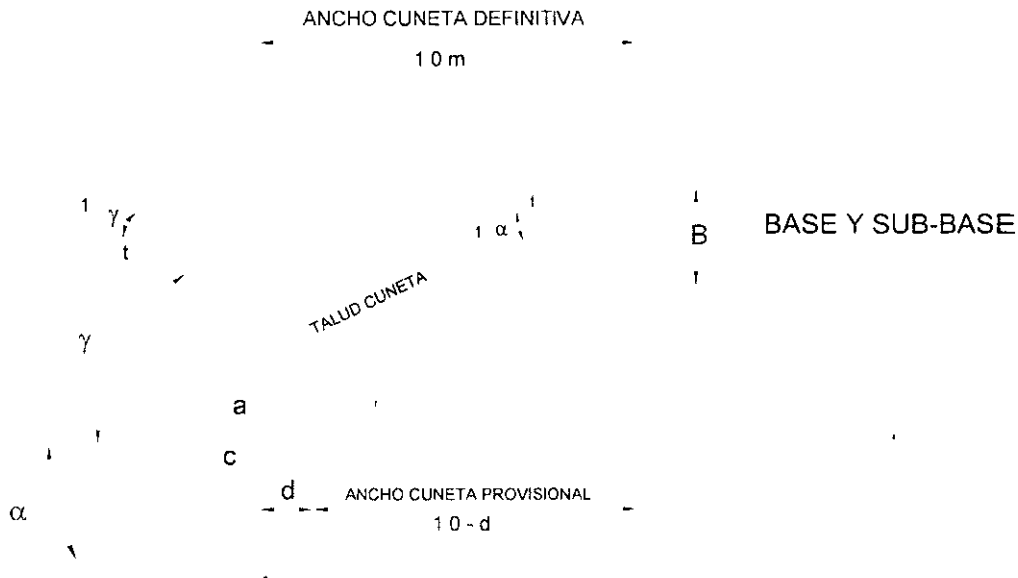


FIGURA 9 8 CUNETA PROVISIONAL

En la parte superior, hay cinco columnas de datos. En la primera, se anotan los nombres del camino, tramo y subtramo a que pertenece la curva, en la segunda columna se anotan especificaciones generales de proyecto geométrico pertinentes, tales como la velocidad de proyecto v , la sobre elevación máxima (S máx), el grado máximo de curvatura (G máx), el ancho de corona en tangente C y el bombeo en tangente b , en la tercera columna se anotan los datos específicos de la curva que se esté analizando, tales como el grado y el sentido de la deflexión ($G = 2^\circ$ der.), la sobre elevación de la curva S , la longitud de la transición l_e , la distancia N y la ampliación de la curva A . Cada uno de estos elementos se calcula a través de las expresiones ya citadas.

En la cuarta columna se anota el cadenamamiento de los puntos que definen la curva circular y sus transiciones.

En la quinta columna se efectúa el cálculo de los parámetros que definen la variación de la sobre elevación DS y de la ampliación DA . Como esta variación es lineal se tendrá

$$DS = \frac{s}{l_e} \text{ y } DA = \frac{A}{l_e}$$

3. Cunetas son zanjas que se construyen a uno o ambos lados de la corona, contiguas a los hombros en los tramos en corte, con objeto de recibir en ellas el agua que escurre de la corona y los taludes. Su diseño debe garantizar el drenaje y la estabilidad de los vehículos que accidentalmente pudieran caer en

ellas Las cunetas tendrán una sección triangular con la anchura de 1 00 m, medida horizontalmente del hombro al fondo de la misma, con una talud de 3 1 y el otro lado con el talud correspondiente al corte

La capacidad hidráulica de esta sección, en general es suficiente para la mayoría de los casos En proyectos que requieran una mayor capacidad hidráulica, la sección de la cuneta será trapezoidal, con una profundidad y taludes iguales a los de la sección triangular y conservará siempre la pendiente longitudinal que tenga el camino o en otro caso, proyectar obras hidráulicas de alivio

Para evitar la erosión causada por velocidades fuertes del agua o filtraciones de la misma, las cunetas deberán revestirse, generalmente con concreto simple.

4. Contra cunetas son generalmente zanjias de sección trapezoidal o bordos ubicados arriba de la línea de ceros de un corte, para interceptar los escurrimientos laminares del terreno natural Su proyecto está determinado por el escurrimiento posible, la topografía y las características geotécnicas del terreno, de tal forma que canalicen el gasto de diseño y que su localización no afecte por filtraciones la estabilidad de los cortes

5. Talud es el valor recíproco de la pendiente de la superficie de los cortes y terraplenes, que queda comprendida, para los primeros, entre la líneas de ceros y el fondo de la cuneta y, para los segundos, entre la línea de ceros y el hombro correspondiente

Los taludes de los cortes se determinan conforme a su altura, características de los materiales que los forman y líneas de visibilidad En terraplenes, los taludes se fijan en función de su altura y condiciones de seguridad En cortes se usan valores desde. $\frac{1}{4}$.1 hasta 1 1 y en terraplén de 1 5 1 hasta 5 1

La superficie de los taludes del terraplén deberá arroparse con tierra vegetal, en muchos casos producto del despalme, para favorecer el crecimiento de plantas que mejoran la estabilidad y reducen el impacto ambiental

La arista que forma parte del talud y el terreno en los cortes, se deberá redondear para mejorar la estabilidad, además de darle un aspecto natural para reducir el impacto ambiental

5.1 Distancia a obstáculos laterales.

Las curvas de la alineación horizontal requieren, cuando menos, la distancia de visibilidad de parada Esta distancia de visibilidad la determinan los obstáculos laterales en el interior de las curvas, que cuando éstas quedan alojadas parcial o totalmente en secciones en corte, son los taludes los citados obstáculos, por lo que debe realizarse un proyecto de secciones de construcción correspondiente, por medio de recortar o abatir el respectivo talud o de modificar el grado de curvatura y, en todo caso, eliminar el obstáculo que limite la distancia de visibilidad

En el cuadro siguiente, se tiene la distancia mínima para el proyecto, en metros, del hombro de la subcorona a los obstáculos laterales en la parte interior de las curvas, de tal forma que en el proyecto de las secciones transversales se aplique esta especificación. En los valores indicados se consideró un ancho de acotamientos de 2.50 metros.

Tabla 23.- Distancia mínima para proyecto, en metros, del hombro de la subcorona a los obstáculos laterales en la parte interior de las curvas. Considera un ancho de acotamiento de 2.50 metros.

Grado de Curvatura	Velocidad				
	80	90	100	110	120
0°15'	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00
0°30'	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00
0°45'	0 00	0 00	0 10	0 40	1 10
1°00'	0 00	0 00	0 20	0 80	2 25
1°15'	0 00	0 20	1 10	1 90	3 65
1°30'	0 00	0 40	2 00	3 00	5 10
1°45'	0 20	1 05	2 95	4 10	6 50
2°00'	0 45	1 70	3 90	5 20	8 00
2°15'	0 95	2 35	4 85	6 25	
2°30'	1 40	3 00	5 80	7 30	
2°45'	1 90	3 65	6 70		
3°00'	2 40	4 30	7 60		
3°15'	2 90	4 95			
3°30'	3 40	5 60			
3°45'	3 90	6 25			
4°00'	4 40	6 90			
4°15'	4 90				
4°30'	5 40				
4°45'	5 90				
5°00'	6 40				
5°15'	6 90				
5°30'	7 40				

Partes complementarias

Terreno.

El terreno queda definido por los elementos que lo conforman como son. orografía, vegetación, hidrografía, uso, régimen, etc , y que generalmente se le define como terreno natural

Guarniciones.

Las guarniciones son elementos de sección trapezoidal, generalmente de concreto hidráulico, cuya función es delimitar el pavimento, así como banquetas, camellones e isletas

Existen dos tipos de guarniciones: verticales y achaflanadas.

Guarniciones Verticales.

Tienen una altura de 0.20 metros sobre la superficie de rodamiento, de tal manera que los vehículos no pueden sobrepasarlas. Su uso está limitado a zonas de banquetas.

Guarniciones Achaflanadas.

Tienen una altura de 0.15 metros sobre el pavimento, con la cara que da al tránsito achaflanada, para que en el caso de que el conductor de un vehículo la sobre pase, éste no pierda el control del mismo. Deben utilizarse en carreteras.

Las guarniciones se pintarán o señalarán con material reflejante.

Bordillos.

Los bordillos son elementos de sección trapezoidal, generalmente de concreto asfáltico, que se construyen en las secciones de terraplén, junto a los hombros, con el fin de encauzar el agua que escurre de la corona hacia los lavaderos construidos en los taludes, con el fin de evitar erosiones en el terraplén.

En tramos con pendiente longitudinal menor al 0.5% no deben construirse los bordillos ya que el drenaje será suficiente, y por otro lado, es muy reducido el escurrimiento laminar sobre el talud.

Banquetas.

Las banquetas son andadores peatonales, con una altura sobre el pavimento determinada por el tipo de guarnición de que se trate, generalmente son de concreto hidráulico, aunque pueden ser también de adocreto o carpeta asfáltica. Los anchos de éstas serán múltiples de 0.60 metros, valor que corresponde al espacio requerido por una fila de peatones.

Fajas Separadoras.

Se denomina faja separadora a la franja de terreno que se usa para separar dos calzadas que tengan tránsito, en el mismo sentido u opuesto. A las primeras se les llama fajas separadoras laterales y a las segundas fajas separadoras centrales. Cuando a estas fajas se les construyen guarniciones para delimitarlas y se rellanan hasta tener un nivel superior al de la calzada, se les llama camellones. Su anchura mínima es de un metro, es un elemento cuya

función principal es separar las calzadas, de manera que se impida físicamente que las corrientes del tránsito se mezclen o entrecrucen

Barreras.

Son elementos, generalmente de concreto o acero, que separan las calzadas de una carretera, teniendo como funciones impedir que los vehículos accidentados la crucen y ocasionen choques con otras corrientes vehiculares, disminuir el deslumbramiento durante la noche, producido por los faros de los vehículos que transitan en sentido opuesto y en general constituir un elemento físico de cruce

Barreras Metálicas.

Son elementos metálicos con sección ondulada de doble y triple cresta, colocadas al lado del pavimento, atornillados a postes empotrados en el terraplén, a una altura en la parte superior de 0.75 metros, de tal forma que, en caso de colisión, guíen al vehículo en el sentido del tránsito y eviten en lo posible su salida del camino.

Barreras de Concreto Hidráulico.

Están constituidas por muros con las caras alabeadas, que igual a las barreras metálicas, producen el menor daño a los vehículos que se impacten contra ella. Generalmente son precoladas, en módulos que se ensamblan, en curvas, resuelven el drenaje transversal de la superficie de rodamiento mediante unos bancos o calzas que las separan de la superficie de rodamiento

Derecho de Vía.

El Derecho de Vía de una carretera es la faja de terreno que se requiere para su construcción, conservación, reconstrucción, ampliación, protección y para el uso adecuado de la misma y de sus servicios auxiliares

En general, el ancho del derecho de vía es uniforme y se ampliará cuando sea necesario en los entronques, bancos de materiales, taludes en corte o terraplén, accesos y servicios

En las Figuras 19 (IIV.1) y 20 (IV.2), se muestran las secciones típicas de las autopistas construidas en uno y dos cuerpos respectivamente, en las que se indican los distintos elementos que las integran

3. PROYECTO GEOMÉTRICO

3.1. Metodología para Proyecto

Primeramente se tendrán todos los estudios de tránsito necesarios para conocer los volúmenes de tránsito y su composición vehicular detallada, los volúmenes horarios de proyecto, las asignaciones del tránsito y los niveles de servicio propuestos en el horizonte de proyecto

Deberá disponerse de un estudio topográfico que contenga la altimetría y planimetría simultáneas, con curvas de nivel a cada 50 centímetros, del área necesaria para el estudio, delimitando las colindancias de predios, instalaciones municipales o privadas, señalamientos de las instalaciones existentes, como son ductos de fibra óptica, ductos de PEMEX, límites del Derecho de Vía, bancos de nivel, entre otros, en escalas adecuadas de 1 500 a 1 1000

Se deberán elaborar soluciones alternas de proyecto, evaluándolas técnica y económicamente, seleccionando la que tenga el costo global del transporte más bajo con el mínimo de inversión

Una vez seleccionada la solución alterna más favorable, se procede a su dimensionamiento detallado, tanto en planta como en perfil, resolviendo entre otros aspectos el drenaje y la estabilidad de las terracerías

Una vez terminado el estudio del anteproyecto y definida la mejor alternativa, es necesario llevar a cabo el proyecto definitivo, consistente en la elaboración de los planos requeridos para la construcción de la obra vial

Estos planos deben de mostrar en detalle la alineación horizontal y el vertical, el proyecto de las secciones de construcción, el movimiento de terracerías, los límites del Derecho de Vía, el señalamiento de protección de obra con los desvíos del tránsito durante la construcción de la misma y el señalamiento definitivo. Para ello se deberán elaborar los siguientes seis planos

- 1 **Planta General**
- 2 **Planta constructiva (y cuando por lo complejo de la obra, se requiera la Planta Constructiva Complementaria).**
- 3 **Planta de Gálibos**
- 4 **Perfiles.**
- 5 **Secciones de Construcción**
- 6 **Planta de Derecho de Vía.**
- 7 **Planta de Señalamiento de Protección de Obra (Debe de incluir, cuando sea el caso, la planta con el proyecto de transitabilidad provisional).**
- 8 **Planta de Señalamiento Definitivo.**

Planta General

La planta General de un proyecto es el plano principal en el que se representan, a una escala apropiada, generalmente 1:500, los datos necesarios para poder trazar en el campo los ejes calculados de la obra vial.

a) Cálculo Geométrico de los Ejes.

Con base en el anteproyecto aprobado, se sitúan los ejes que comprenden el camino principal, el camino secundario y los ejes de los ramales, cuando sea el caso, de las vueltas propuestas, viendo la conveniencia de colocarlos en el centro o en las orillas de cada rama.

Cuando existan datos originales de alguno de los caminos que intercepten con la obra vial en proyecto, se respetarán la posición del eje y su sistema de coordenadas.

Se procede al cálculo del eje principal, obteniendo los cadenamientos y coordenadas de los puntos donde interceptan los ejes del camino secundario y de sus ramales.

Se calculan las curvas horizontales definiendo sus puntos principales, tomando como base los radios o grados de curva específicos en el anteproyecto

Cada eje se denominará con letras en orden alfabético, indicando el principio y el final de cada eje con la misma letra y para distinguir el sentido del cadenamiento, poner en el extremo final la misma letra con un apóstrofe, quedando de esta manera el eje principal **A-A'**, el eje secundario **B-B'**, ramales **C-C'**, **D-D'**, etc.

El origen y el final de cada eje (excepto el principal y el extremo libre del secundario) deben referirse al cadenamiento del eje al que son comunes

Para diferenciar los cadenamientos de los diferentes ejes se agrega al número, la letra minúscula que define cada rama, por ejemplo **PC=0+000(c) a 3.50m Derecha Estación 18+758.25(a)**.

Lo anterior indica que el punto inicial del ramal **C-C'** que es al mismo tiempo principio de la curva circular, está situado a **3.50m** a la derecha (en el sentido del cadenamiento) de la estación **18+758.25** del eje **A-A'**, o sea del camino principal.

La determinación exacta de los ángulos, rumbos, tangentes, subtangentes, longitudes de curva y deflexiones se determinaran analíticamente con métodos trigonométricos.

b) Dibujo de los ejes y cadenamientos.

Una vez calculados todos los ejes que en conjunto formen la obra vial, y a los cuales se referirá todo el proyecto, se procede al dibujo de estos en el software denominado **AutoCAD®** en escala 1 500, de preferencia, marcándolos en color rojo, marcando cada estación y cada cien metros su cadenamiento

c) Verificación y cálculo de los anchos de calzada en tangente y en curva.

El anteproyecto debe de consignar los anchos de calzada en los puntos importantes de la obra vial, sobre todo en curvas, estos anchos deben de considerar el caso de operación del tránsito, ya sea para un sentido de circulación sin previsión al rebase a los vehículos estacionados (CASO

l), circulación en un solo sentido de circulación, con previsión al rebase a vehículos estacionados (**CASOII**), etc.

Una vez verificados los anchos en los puntos clave se procede al cálculo de las transiciones para cambiar de un ancho a otro, el proceso consiste en calcular en cada estación el aumento en el ancho de carpeta siguiendo una variación lineal entre dos cadenamientos prefijados.

d) Topografía

En esta planta se indican con color sepia las curvas de nivel, @ 50 centímetros, indicando cada cinco curvas la cota, nuevamente la escala recomendada va de 1:500 a 1:1000, indicando toda la planimetría.

Planta Constructiva.

Esta planta indica todos los datos que complementan el proyecto horizontal de la obra vial, como son los anchos y los cadenamientos en los puntos de variación y liga.

a) División por Ramales.

Esta planta sirve de guía al proyecto de las secciones de construcción, puesto que es en ésta etapa en la que se separan en forma más adecuada los límites entre los diferentes ramales para permitir el estudio de las sobreelavaciones.

b) De terminación de Cadenamientos Comunes a un Punto.

En los límites de los ramales existen puntos que son comunes a dos o más ejes. Estos puntos deberán tener la misma elevación y serán los que rijan el proyecto de las sobreelavaciones.

La identificación de estos puntos para cada ramal se hará con sus cadenamientos respectivos.

c) Indicación de los anchos en los puntos de quiebre.

La finalidad principal de la planta constructiva es indicar al constructor la forma en que van variando los anchos de corona, por lo que deberán indicarse estos anchos y los cadenamientos donde empieza o termina alguna variación; así también deberán consignarse los anchos de las isletas, los anchos de los carriles en las curvas y en las zonas de transición de velocidad, los radios para redondear las isletas y sus desplazamientos.

Planta de Gálidos

En todo paso o intersección a desnivel se determinara la posición de sus anchos y separación vertical conforme a los alineamientos horizontal y vertical

propuestos, de tal forma que se tengan los galibos o espacios libres conforme al proyecto.

Perfiles.

Los perfiles comprenden el perfil longitudinal del terreno en cada eje, los datos de las rasantes calculadas, y la gráfica de la curva masa y sus transportes.

a) Cálculo de la Rasante del Camino Principal.

En toda obra vial, debe de existir una rasante que sirva de base a todo el conjunto, generalmente el camino principal es el que se usa para tal fin; el cálculo de esta rasante comprende la determinación de la elevación en cada estación con base a la pendiente y las curvas verticales.

Son de especial interés las elevaciones de los puntos comunes a los ejes.

b) Cálculo de las Cotas Obligadas para los Ramales.

Antes de llevar a cabo el cálculo de estos puntos, se deberán revisar cuidadosamente el cálculo de las sobreelevaciones, ya que las cotas obligadas dependen de la sobreelevación.

La rasante de un ramal común al eje principal tiene que respetar las elevaciones de éste en la zona de liga y verse obligado a pasar por la cota que resulte de sumar algebraicamente a su elevación el valor obtenido al multiplicar su distancia al eje principal por el valor de la sobreelevación.

c) Cálculo de la Rasante de los Ejes.

Una vez determinadas las cotas obligadas en todas las zonas de liga del entronque se procede al cálculo de las rasantes de los ejes de los ramales respetando los tramos obligados, procurando que las pendientes sean lo más suave posible y proporcionando a todo lo largo de los ramales la distancia de visibilidad de parada adecuada.

d) Funcionamiento del drenaje.

Al proyectar el alineamiento vertical, es de vital importancia tener en cuenta la forma en que funcionará el drenaje en la obra vial, previendo el tamaño de las obras para el drenaje transversal, de manera que las rasantes permitan su ubicación en el terreno.

En las zona de liga de ramales o en los cruces es necesario verificar que las sobreelevaciones proyectadas permitanle drenaje superficial y que éste no se vea interrumpido por las guarniciones o bordillos y cuidar que no se formen charcos.

e) Formato para el Cálculo de Terracerías.

El formato para el cálculo de terracerías debe mostrar como mínimo los datos de la elevación del terreno en el eje, formando el perfil longitudinal, ya sea levantado en campo o deducido de la planta topográfica, la cota de subrasante en cada estación incluyendo el cálculo de las curvas verticales y hasta esta etapa los espesores de corte o terraplén.

Secciones de Construcción.

a) Dibujo del Terreno.

La presentación de las secciones de construcción se hace en papel milimétrico, indicando en color negro el perfil transversal del terreno en cada sección en las cuales se indica el cadenamiento y el espesor de corte o terraplén marcando el eje de la sección con un círculo.

Las secciones se complementan con el proyecto del cuerpo del camino que se marca en color rojo.

b) Proyecto de las Secciones.

El proyecto de las secciones en terraplén consiste en el cálculo del ancho en subrasante, el cual se obtiene aumentando al ancho normal el sobre ancho necesario para que al colocar el revestimiento (base y sub base) se tenga el ancho normal, este sobre ancho depende del espesor del revestimiento, del bombeo o sobre elevación y del talud del terraplén.

c) Estratos de Compactación

Se deberán indicar en las secciones de construcción los estratos o capas de compactación, como ejemplo: la capa sub rasante de 0.30m de espesor compactada al 100%, la capa inferior a esta de 0.50m de espesor compactada al 95% y el resto del terraplén al 90%, en los casos de de ampliación de caminos existentes se deberá indicar el procedimiento de liga de las terracerías nuevas con las existentes.

d) Áreas de las secciones de construcción

Se deberán obtener las áreas de terraplén en sus diferentes capas y los cortes en terracerías existentes y en terreno natural.

e) Cálculo de los Volúmenes de Terracerías.

En esta etapa se utiliza el registro usado para los perfiles en los cuales se indicaron los espesores, se vacían en este formato las áreas medidas y se procede a calcular los volúmenes de cada estrato de terraplén y de

los cortes, sumando las áreas consecutivas y multiplicándolas por la semidistancia entre estaciones.

Estos volúmenes se afectan por los coeficientes de reducción o abundamiento y se registran en el formato correspondiente.

f) Cálculo y Dibujo de la Ordenada de Curva-masa.

Al calcular la ordenada de curva-masa se tendrá en consideración la compensación transversal, como es el caso de las ampliaciones a caminos existentes en los que se tiene que cortar parte del terraplén actual para efectuar una buena liga de terracerías.

En la gran mayoría de los entronques la curva-masa indica prestamos de material para formar los nuevos terraplénese por lo que es recomendable, sobre todo en los casos en que se proporciona una capa subrasante el calcular una ordenada de curva-masa para el material fino solamente.

El dibujo de la ordenada de curva-masa se hace en el mismo plano del perfil usando las escalas más convenientes para hacer clara la representación en el espacio de papel disponible.

g) Compensación de Volúmenes.

Aún y cuando para cada ramal exista un diagrama de curva-masa, la compensación debe de hacerse tomando todo el entronque como unidad, analizando las posibilidades de rellenar terraplenes en una rama con el material de corte de otra o viceversa.

Cuando los entronques se localicen en zona planas, el resultado del estudio de la curva-masa indicará la necesidad de préstamos de banco, indicándose la ubicación de éstos y las distancias de acarreo; los sobre acarreos se indican en las siguientes unidades:

De 20 a 120m	m ³ -estación
De 20 a 520m	m ³ -Hectómetro
De 20 a >520m	m ³ -kilómetro

Se deberá hacer el resumen de las cantidades de obra originadas por las terracerías, como son los metros cúbicos de material de despalme, de corte en escalón o de escarificación y el volumen de materia de desperdicio, ya sea por el sobrante o por se inadecuado, el volumen de material acarreado de acuerdo a sus distancias, la clasificación del material, ya sea A, B o C de corte o de banco y los sobre acarreos, todos en las unidades antes mencionadas, según se el caso.

Planta de Derecho de Vía.

En esta planta se indican los límites del Derecho de Vía existente, y el que habría de adquirirse para el futuro camino y sus intersecciones; esta planta deberá ser lo suficientemente objetiva, distinguiendo los actuales límites del Derecho de Vía y los límites del Derecho de Vía por adquirir.

Planta de Señalamiento.

Planta de Señalamiento de Protección de Obra.

3.2. Recomendaciones para el Proyecto.

Recomendaciones Generales

3.2.1 Para la selección del tipo de carretera con fines de proyecto, se observará lo siguiente:

Con el vhp y el horizonte de proyecto, se calculará el nivel de servicio, el cual no será mayor al nivel C; así también, el horizonte de proyecto se procurará que no sea mayor a 20 años, con lo anterior, se seleccionará uno de los tipos de carretera establecidos en la tabla 16.

Deberá tenerse en cuenta que a lo largo de la carretera en proyecto, podrán existir tramos con volúmenes de tránsito muy diferentes. En tales casos, se deberá contar con los datos del tránsito para proyectar cada tramo de acuerdo al tipo de carretera que corresponda.

Se procurará que los cambios de velocidad de proyecto entre los diferentes tipos de terreno en que se desarrolle la vía en estudio no sean mayores al 10% con respecto al tramo anterior.

Siempre se llevarán a cabo evaluaciones técnicas y económicas que contemplen tanto los costos de construcción de la obra, como los correspondientes a la operación y conservación de la misma. Eventualmente se podrán considerar estrategias de construcción de tipo evolutivo, contemplando la posibilidad de pasar de un tipo de carretera a otro de rango superior.

3.2.2 Para la determinación de las características de la carretera, dentro de los tipos definidos en la tabla 16, se observará lo siguiente:

En lo que se refiere a la configuración del terreno, para la correcta interpretación se conviene clasificarlo como sigue:

Terreno tipo plano. Aquel cuyo perfil acusa pendientes longitudinales uniformes y generalmente de corta magnitud, con pendiente transversal escasa o nula.

Terreno tipo lomerío. Aquel cuyo perfil longitudinal presenta en sucesión cimas y depresiones de cierta magnitud, con pendiente transversal no mayor de cuarenta y cinco (45) por ciento.

Terreno tipo montañoso. Aquel que tiene pendientes transversales mayores de cuarenta y cinco (45) por ciento, caracterizado por accidentes topográficos notables.

La clasificación del terreno, se definirá no solamente por la configuración topográfica general, sino por las características que el terreno imprime a la carretera, tanto por lo que se refiere a su geometría, como a la magnitud de sus movimientos de tierra; como puede ser el caso de una carretera localizada en un parte aguas de zona montañosa en donde el terreno pudiera clasificarse como plano o lomerío.

La velocidad de proyecto, se seleccionará de acuerdo a la severidad de las condiciones topográficas y a la función de la carretera; sin embargo, se llevarán a cabo los análisis económicos para determinar la velocidad de proyecto óptima.

Cuando en el proyecto, por razones topográficas, se pase de un tramo de alta velocidad a otro de baja, se procurará intercalar un tramo de transición con velocidades intermedias, para que el cambio sea gradual. Los decrementos en velocidad de proyecto no serán mayores al 10% entre tramos.

3.2.3 De la distancia de visibilidad

Como mínimo las carreteras deberán proyectarse con la distancia de visibilidad de parada, o de encuentro para carretera tipo "E" según el tipo de camino de que se trate. Sin embargo, para carreteras de dos carriles, se procurará proyectar tramos con distancia de visibilidad de rebase de tal manera que los costos de operación no se eleven considerablemente, para lo cual, en tramos de cinco (5) kilómetros, se tengan los siguientes subtramos con distancia de visibilidad de rebase.

Para carreteras Tipo "D". Un subtramo de 600 m ó dos subtramos de 300 m.

Para carretera Tipo "C". Un subtramo de 1500 m ó dos subtramos de 750 m ó tres subtramos de 500 m ó cuatro subtramos de 375 m.

Para carretera Tipo "B" y "A2". Un subtramo de 3000 m ó dos subtramos de 1500 m ó tres subtramos de 1000 m ó cuatro subtramos de 750 m ó cinco subtramos de 600 m ó seis subtramos de 500 m.

3.2.4 De las características geométricas

Para el proyecto del alineamiento horizontal conviene observar lo siguiente:

Las tangentes muy largas pueden resultar peligrosas, sobre todo para carreteras con velocidades de proyecto altas. Esta situación podrá evitarse sustituyendo dichas tangentes por otras de menor longitud unidas entre sí por curvas cuyo grado este entre $.125^\circ$ y $.5^\circ$.

El grado de las curvas circulares se debe elegir de manera que se ajusten lo mejor posible a la configuración del terreno. En general, el grado de curvatura será el menor posible para permitir la mayor fluidez del tránsito, atendiendo a los análisis técnico – económicos.

Se evitarán cambios bruscos en el alineamiento horizontal, así al pasar de una tangente larga a una curva, ésta debe ser de tal grado que se pueda circular a la velocidad de proyecto en tangente o con un decremento máximo del 10% en dicha velocidad. Análogamente, si el proyecto comprende un tramo en terreno montañoso entre dos de terreno plano o lomerío, se procurará que el grado de las curvas vaya aumentando paulatinamente hacia las curvas de mayor grado usadas en el tramo montañoso o más desfavorable.

El alineamiento debe ser tan direccional como sea posible, sin dejar de ser congruente con la topografía. Un alineamiento que se adapta al terreno podría resultar en costos de operación altos y mayores tiempos de recorrido, por lo que es preferible otro con tangentes largas que cumplan con lo antes mencionado, pero que proporcione velocidades uniformes y tiempos de recorrido menores.

Conviene evitar las curvas circulares compuestas y las curvas consecutivas en el mismo sentido. El efecto desfavorable que estas curvas ejercen sobre el conductor de un vehículo se reduce cuando:

La longitud en metros de la tangente que separa el PT del PC de dos curvas circulares con transiciones mixtas, es mayor o igual a uno punto siete (1.7) veces la velocidad de proyecto en kilómetro por hora.

La longitud en metros de la tangente que separa el ET del TE de dos curvas circulares con espirales de transición es mayor o igual a uno punto siete (1.7) veces la velocidad de proyecto en kilómetros por hora, menos la semisuma de las longitudes de las espirales.

La longitud en metros de la tangente que separa el PT del TE o el ET del PC de dos curvas circulares, teniendo una de ellas espiral y la otra transición mixta, es mayor o igual a uno punto siete (1.7) veces la velocidad de proyecto en kilómetros por hora, menos la longitud de la espiral.

Cuando la longitud de la tangente entre curvas consecutivas en el mismo sentido no cumpla con lo indicado en el párrafo anterior, se podrán sustituir por:

Una sola curva que se ajuste, en lo posible, al trazo original.

Otras curvas de mayor grado, pero menores al máximo, para lograr la condición de tangente libre de uno punto siete (1.7) veces la velocidad de proyecto expresada anteriormente.

Cuando en una curva horizontal con talud de corte en su lado interior no se satisfaga la distancia de visibilidad de parada, se puede recurrir a cualquiera de las soluciones siguientes:

Recortar el talud interior de la curva.

Disminuir el grado de la curva.

Cuando los ángulos centrales de las curvas sean pequeños, se evitarán longitudes de curva corta para quitar la apariencia de codo.

Se procurará que la longitud máxima de una curva horizontal con o sin espirales de transición no exceda la distancia recorrida por el vehículo en 20 segundos a la velocidad de proyecto.

Con relación al alineamiento vertical, se procurará observar lo siguiente:

Se proyectarán alineamientos con cambios de pendientes suaves, en vez de tangentes verticales con variaciones bruscas de pendiente. Los controles para el proyectista son la pendiente gobernadora, la pendiente máxima y su longitud crítica, que siempre que sea posible se escogerán menores a los máximos especificados.

Cuando para salvar desniveles apreciables se disponga de tangentes verticales con pendientes escalonadas, se procurará poner pendientes más fuertes al comenzar el ascenso.

Es preferible un perfil escalonado, en lugar de una pendiente sostenida. Para proyectar este tipo de alineamiento deben tomarse en cuenta los conceptos de pendiente gobernadora, pendiente máxima y longitud crítica de pendiente.

El alineamiento vertical deberá prever el espacio para alojar las obras de drenaje u otra estructura que se requiera.

Se debe evitar que la cima de un columpio quede alojada en corte o balcón a menos que se justifique económicamente.

Los alineamientos verticales que tienen sucesivamente curvas pronunciadas en cresta y en columpio, suelen presentarse en alineamientos horizontales rectos en donde el alineamiento vertical sigue sensiblemente el perfil del terreno, resultando caminos antiestético y peligrosos en las maniobras de rebase. Estos perfiles pueden evitarse introduciendo cierta curvatura horizontal y/o suavizando las pendientes con algunos cortes y terraplenes. Esta recomendación es particularmente aplicable a caminos con altos volúmenes de tránsito.

Siempre que económicamente sea posible, se procurará que la longitud de las curvas verticales sea mayor que la mínima, aún para bajas velocidades de proyecto.

Deberá evitarse el proyecto de curvas verticales sucesivas con la misma concavidad o convexidad, con tangentes intermedias muy cortas; esta recomendación es particularmente aplicable a curvas en columpio.

Cuando el terreno lo permita y no se incremente sensiblemente el costo de construcción las curvas verticales deberán proyectarse para satisfacer las distancias de visibilidad de rebase.

Cuando el desnivel a vencer obliga a mantener una pendiente en tramos de gran longitud o en longitudes superiores a la crítica, puede proyectarse un carril de ascenso adicional, si el nivel de servicio deseado lo justifica.

Cuando esté previsto el proyecto de un entronque a nivel en tangentes con pendiente, que afecte sensiblemente la incorporación o desincorporación, se procurará disminuir la pendiente en la zona del entronque.

Con relación a la combinación del alineamiento horizontal con el vertical, se procurará observar lo siguiente:

En alineamientos verticales que originen terraplenes altos y largos son deseables alineamientos horizontales rectos o de muy suave curvatura.

Los alineamientos horizontal y vertical deben estar balanceados. Las tangentes o las curvas horizontales suaves en combinación con pendientes fuertes y curvas verticales cortas, o bien una curvatura excesiva con pendientes suaves corresponden a diseños pobres. Un diseño apropiado es aquel que combina ambos alineamientos ofreciendo el máximo de seguridad, capacidad, facilidad y uniformidad en la operación, además de una apariencia agradable dentro de las restricciones impuestas por la topografía.

Cuando el alineamiento horizontal está constituido por curvas con grados menores al máximo, se recomienda proyectar curvas verticales con longitudes mayores que las mínimas especificadas; siempre que no se incremente considerablemente el costo de construcción de la carretera.

Conviene evitar la coincidencia de la cima de curva vertical en cresta con el inicio o terminación de una curva horizontal.

Debe evitarse proyectar la cima de una curva vertical en columpio en o cerca de una curva horizontal.

En general, cuando se combinen curvas verticales y horizontales, o una esté muy cerca de la otra, debe procurarse que la curva vertical esté fuera de la curva horizontal o totalmente incluida en ella, con las salvedades mencionadas.

Los alineamientos deben combinarse para lograr el mayor número de tramos con distancias de visibilidad de rebase, tal y como se indicó con anterioridad

En donde esté previsto el proyecto de un entronque, los alineamientos deben ser lo más suave posible.

Con relación a la sección transversal, se procurará observar lo siguiente:

Cuando se prevean defensas, bordillos, señales, etc., a los lados del camino, deberá ampliarse la corona, de manera que los anchos de los acotamientos correspondan a los especificados.

Los bordillos sólo deberán proyectarse en terraplenes con taludes erosionables.

El ancho del derecho de vía deberá determinarse por tramos o zonas de acuerdo al tipo de carretera, para lo cual se establecerá en cada caso su función, su evolución, requerimientos de construcción, conservación, futuras ampliaciones, uso actual y futuro de la tierra, así como servicios requeridos por los usuarios. Esta determinación debe apoyarse en un análisis económico y en la disponibilidad de recursos.

3.5. Proyecto de la subrasante

El costo de construcción, parte integrante de los costos en que se basa la evaluación de un camino, está gobernado por los movimientos de terracerías. Esto implica una serie de estudios que permitan tener la certeza de que los movimientos a realizar sean los más económicos, dentro de los requerimientos que el tipo de camino fija.

La subrasante a la que corresponden los movimientos de terracerías más económicos se le conoce como subrasante económica.

Proyecto de la Subrasante.

Al iniciarse el estudio de la subrasante en un tramo se debe analizar el alineamiento horizontal, el perfil longitudinal y las secciones transversales del terreno, los datos relativos a la calidad de los materiales y la elevación mínima que se requiere para dar cabida a las estructuras.

La subrasante económica es aquella que ocasiona el menor costo de la obra, entendiéndose por esto, la suma de las erogaciones ocasionadas durante la construcción y por la operación y conservación del camino una vez abierto al tránsito. No obstante, la forma más práctica que el proyectista debe seguir para obtener la subrasante más económica, es determinarla únicamente por el costo e construcción por ser este concepto el que presenta variaciones sensibles; por lo tanto, para el proyecto de la subrasante económica hay que tomar en cuenta lo siguiente:

1. Deberá cumplir con las especificaciones de Proyecto Geométrico dadas.
2. El alineamiento horizontal es definitivo, debido a que en la fase de anteproyecto, se han considerado los problemas inherentes a éste, sin embargo, habrá casos en que se lleven a cabo replanteamientos locales.
3. La subrasante a proyectar debe permitir alojar las alcantarillas, puentes y pasos a desnivel, y su elevación debe ser la necesaria para evitar humedades perjudiciales a las terracerías o el pavimento, causadas por zonas de inundaciones o humedad excesiva en el terreno natural.

Elementos que definen el proyecto de la subrasante.

De acuerdo con lo anterior, se considera que los elementos que definen el proyecto de la subrasante económica, son los siguientes:

- A.- Condiciones Topográficas**
- B.- Condiciones Geotécnicas.**
- C.- Subrasante Mínima.**
- D.- Costo de las Terracerías.**

A.- Condiciones Topográficas. De acuerdo a su configuración se definen tres tipos:

Plano: Es aquel cuyo perfil acusa pendientes longitudinales uniformes y de corta magnitud, con pendiente transversal escasa o nula.

Lomerío: Terreno cuyo perfil longitudinal presenta en sucesión cimas y depresiones de cierta magnitud, con pendientes no mayores al 25°.

Montañoso: es aquel que presenta pendientes transversales mayores al 25°, caracterizado por accidentes topográficos notables y cuyo perfil obliga a fuertes movimientos de tierra.

En terreno plano, el proyecto de la subrasante será, generalmente, en terraplén, sensiblemente paralelo al terreno, con la altura suficiente para quedar a salvo de la humedad propia del suelo y de los escurrimientos laminares en él, así como para permitir las alcantarillas, puentes y pasos a desnivel. En este tipo de terreno, la compensación longitudinal o transversal de las terracerías se presenta excepcionalmente; como consecuencia, los terraplenes estarán formados con material producto de préstamo de banco. Así también, este tipo de terreno, por lo general, permite proyectar tramos con distancia de visibilidad de rebase sin ninguna dificultad, tanto para el alineamiento vertical como para el horizontal.

En terreno lomerío se deberá estudiar la subrasante combinando las pendientes especificadas, obteniendo un alineamiento vertical ondulado, que en general permitirá aprovechar el material producto de los cortes, para formar los terraplenes contiguos. El proyecto de la subrasante basado en contra pendientes, la compensación longitudinal de las terracerías en tramos de longitud considerable, el hecho de no representar problema dejar el espacio vertical necesario para alojar las alcantarillas, los pasos a desnivel y puentes, son característicos de este tipo de terreno. Así mismo, cuando se requiere considerar la distancia de visibilidad de rebase en el proyecto del alineamiento vertical, se ocasiona un incremento en el volumen de tierras a mover.

En terreno montañoso, como consecuencia de la configuración topográfica, la formación de las terracerías se obtiene mediante la excavación de grandes volúmenes; el proyecto de la subrasante queda generalmente condicionado a la pendiente transversal del terreno y al análisis de las secciones transversales en zonas críticas o en balcón. Cuando a causa de la

excesiva pendiente transversal del terreno haya necesidad de alojar en firme la corona del camino, la elevación de la subrasante debe estudiarse considerando la construcción de muros de contención, de viaductos, o de túneles con objeto de obtener el menor costo del transporte en el tramo en estudio.

Son características del terreno montañoso el utilizar con frecuencia los valores límites o máximos de las normas y especificaciones de construcción, así también, cuando se requiere proporcionar la distancia de visibilidad de rebase en los tramos especificados, es necesario llevar a cabo grandes movimientos de terracerías, la necesidad de proyectar alcantarillas de alivio, dando como resultado en el diagrama de masas una serie de desperdicios ininterrumpidos por pequeños tramos compensados.

B.- Condiciones Geotécnicas: La calidad de los materiales de la zona en donde se alojará el camino, es un factor muy importante para lograr el proyecto de la subrasante económica, ya que además del empleo que tendrán en la formación de las terracerías, servirán de apoyo al camino. La elevación de la subrasante se limita en ocasiones por la capacidad de carga del suelo que servirá de base al camino.

Por la dificultad que ofrece a su ataque, la Normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, clasifica a los materiales de terracerías como A, B y C, y por el tratamiento que van a tener en la formación de los terraplenes, los clasifican en materiales compactables y no compactables.

Un suelo se clasifica como materia A cuando puede ser atacado fácilmente con pala de mano, pico, escropa o pala mecánica de cualquier capacidad; además, se consideran como material A, los suelos poco o nada cementados, con partículas hasta de 7.5 centímetros; como material B, el que requiere ser atacado mediante arado o por explosivos ligeros, considerándose además como material B, las piedras sueltas mayores de 7.5 centímetros y menores de 75.0 centímetros. Finalmente el material tipo C es el que requiere ser atacado mediante explosivos, y para su remoción, el empleo de palas mecánicas de gran capacidad.

Un material se considera compactable cuando es posible controlar su compactación por alguna de las pruebas de laboratorio que se especifican en la Normativa SCT, en caso contrario, se considerará no compactable, aun y cuando se reconozca que estos materiales pueden ser sujetos a un proceso de compactación en el campo.

Al material llamado no compactable, generalmente producto de los cortes y excepcionalmente obtenido de los prestamos, se le aplica el tratamiento de bandeado al emplearse en la formación de los terraplenes, tratamiento que tiene por objeto lograr un mejor acomodo de los fragmentos, reduciendo los vacíos u oquedades mediante el empleo del equipo de construcción adecuado. Dentro de este grupo quedan incluidos los materiales clasificados como C y aquellos cuya clasificación B es debida a la presencia de fragmentos medianos y grandes.

Para el proyecto de la subrasante se deben conocer principalmente las propiedades de los materiales que intervienen en la formación de las terracerías, los datos relativos a su clasificación para fines de presupuesto y el tratamiento a darles.

C.- Subrasante mínima: La elevación mínima correspondiente a puntos determinados del camino, a los que el estudio de la subrasante económica debe sujetarse, define en esos puntos el proyecto de la subrasante mínima. Los elementos que fijan estas elevaciones mínimas son:

1. **Obras menores.**
2. **Puentes.**
3. **Zonas de Inundación.**
4. **Intersecciones.**

1.- Obras Menores: Para lograr la economía deseada y no alterar el buen funcionamiento del drenaje, es necesario que el estudio de la subrasante respete la elevación mínima que requiere el proyecto de las alcantarillas. Esto es determinante en terrenos planos, pues en terrenos considerados como lomerío y montañoso, solamente en casos aislados habrá que tomar en cuenta la elevación mínima, ya que el proyecto de la subrasante estará obligado por las condiciones que este tipo de configuración topográfica impone y generalmente habrá espacio vertical suficiente para dar cabida a las obras menores.

La metodología para encontrar la elevación a la cual debe sujetarse la subrasante, está en función de las características propias de a alcantarillas y de la sección de construcción, principalmente la elevación del desplante, la pendiente según el eje de la obra, el colchón mínimo, el ángulo de esviajamiento, la altura de la obra hasta su coronamiento, el ancho de la semicorona, y las pendientes longitudinal y transversal de la obra.

2.- Puentes: La elevación definitiva de la subrasante no será conocida hasta que se proyecte la estructura, es necesario tomar en consideración los elementos que intervienen para definir la elevación mínima, con el objeto de que el proyecto del alineamiento vertical se aproxime lo más posible a la cota que se requiere.

Para lograr lo anterior se debe contar con los siguientes datos:

- a) Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias.
- b) Sobreelevación de las aguas ocasionadas por el estrechamiento que origina el puente en el cause.
- c) Espacio libre vertical para dar paso a cuerpos flotantes.
- d) Peralte de la superestructura.

La suma de los valores de estos elementos determina la elevación mínima de rasante necesaria para alojar el puente, de la cual habrá que deducir el espesor de pavimento para obtener la elevación de la subrasante.

En los caminos con TDPA bajo (entre 1 y 500 vehículos), localizados en zonas en donde las avenidas máximas extraordinarias se presentan con poca frecuencia y duración, se pudieran proyectar vados en lugar de puentes, sin embargo esto no es recomendable, aunque a primera vista redundará en una subrasante aparentemente económica, el costo global del transporte y el costo de mantenimiento del mismo serán, sin duda, elevados.

3.- Zona de Inundación: El paso de un camino por zonas de inundación, requiere del conocimiento del nivel de aguas máximas extraordinarias, mismas que obligan a dar la elevación mínima para la elaboración del proyecto; así mismo, el camino en si será un obstáculo que generará una sobreelevación de las aguas, por tal motivo y para asegurar la estabilidad de las terracerías y del pavimento, se recomienda que la elevación de la subrasante sea como mínimo un metro arriba del nivel de aguas máximas extraordinarias.

4.- Intersecciones: Los cruces que un camino tiene con otras vías de comunicación terrestre, ya sean en proyecto o existentes, dan lugar a intersecciones que pueden ser a nivel o a desnivel. En este caso, el proyecto de la subrasante deberá considerar la vía terrestre que cruce.

En las intersecciones a desnivel, se hará un estudio económico para determinar si conviene sea inferior o superior el paso del camino que se está proyectando. Para fijar la elevación de la subrasante económica se sigue una metodología semejante a la ya explicada para el caso de obras menores, tomando en consideración además, para el caso de los entronques, que deberán estudiarse los enlaces con los caminos que originan el cruce.

D.- Costo de las terracerías: La posición que debe guardar la subrasante para obtener la economía máxima en la construcción de las terracerías, depende de los siguientes conceptos:

1.- Costos unitarios:

Excavación en corte.
Excavación en préstamo.
Compactación en el terraplén del material de corte.
Compactación en el terraplén del material de préstamo.
Sobre acarreo del material de corte a terraplén.
Sobre acarreo del material de corte a desperdicio.
Sobre acarreo del material de préstamo a terraplén.
Costo del terreno afectado para préstamo, desmonte y despalme, dividido entre el volumen de terracerías extraído del mismo.

2.- Coeficiente de variabilidad volumétrica:

Del material de corte.
Del material de préstamo.

3.- Relaciones:

Entre la variación de los volúmenes de corte y terraplén al mover la subrasante de su posición original.

Entre los costos unitarios del terraplén formado con material producto de corte y con material obtenido de préstamo.

Entre los costos que significa el acarreo del material de corte para formar el terraplén y su compactación en éste y el que significa la extracción del material de corte y el acarreo para desperdiciarlo.

4.- Distancia económica de sobre acarreo:

El empleo del material producto de corte en la formación de terraplenes, está condicionado tanto a la calidad del material como a la distancia hasta la que es económicamente posible su transporte; ésta distancia está dada por la siguiente ecuación:

$$DME = \frac{(P_p + ad) - P_c}{P_{sa}} + AL.$$

en donde :

DME = Distancia máxima de sobreacarreo económico.

ad = costo unitario de sobreacarreo del material de corte de desperdicio.

P_c = precio unitario de la compactación en el terraplén del material producto de corte.

AL = acarreo libre del material, cuyo costo está incluido en el precio de excavación.

P_p = costo unitario de terraplén formado con material producto de préstamo.

P_{sa} = precio unitario del sobreacarreo del material de corte.

Como se vera en el inciso **movimiento de terracerías**, en estos elementos se basa fundamentalmente el estudio de diagrama de masas.

Cálculo de Volúmenes y Movimientos de Terracerías.

Para lograr la aproximación de vida en el cálculo de los volúmenes de tierra, es necesario obtener la elevación de la subrasante tanto en las estaciones cerradas como en las intermedias en que se acusan cambios en la pendiente del terreno; así mismo, es conveniente calcular la elevación de los puntos principales de las curvas horizontales, en los que la sección transversal sufre un cambio motivado por la sobreelevación y la ampliación.

Obtenida la elevación de la subrasante para cada una de las estaciones consideradas en el proyecto, se determina el espesor correspondiente dado por la diferencia que existe entre las elevaciones del terreno y de la subrasante. Este espesor se considera en la sección transversal del terreno previamente dibujada, procediéndose al proyecto de la sección de construcción.

El cálculo de los volúmenes se hace con base en las áreas medidas en las secciones de construcción y los movimientos de los materiales se analizan mediante un diagrama de curva masa.

Secciones de Construcción.

Se llama así a la representación gráfica de las secciones transversales, que contienen tanto los datos del diseño geométrico como los correspondientes al empleo y tratamiento de los materiales que formaran las terracerías; figuras 10.1 y 10.2

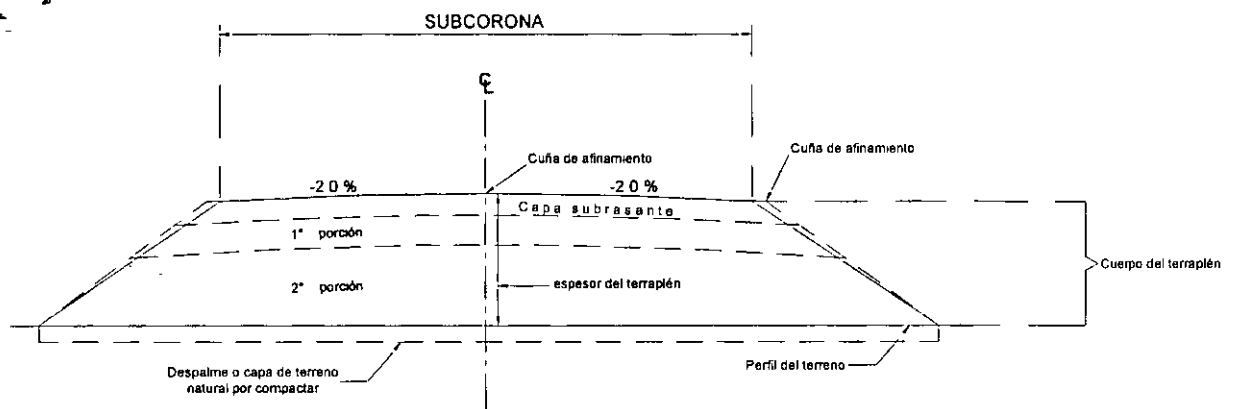


FIGURA 10.1 SECCIÓN DE CONSTRUCCIÓN DE UN TERRAPLÉN EN TANGENTE

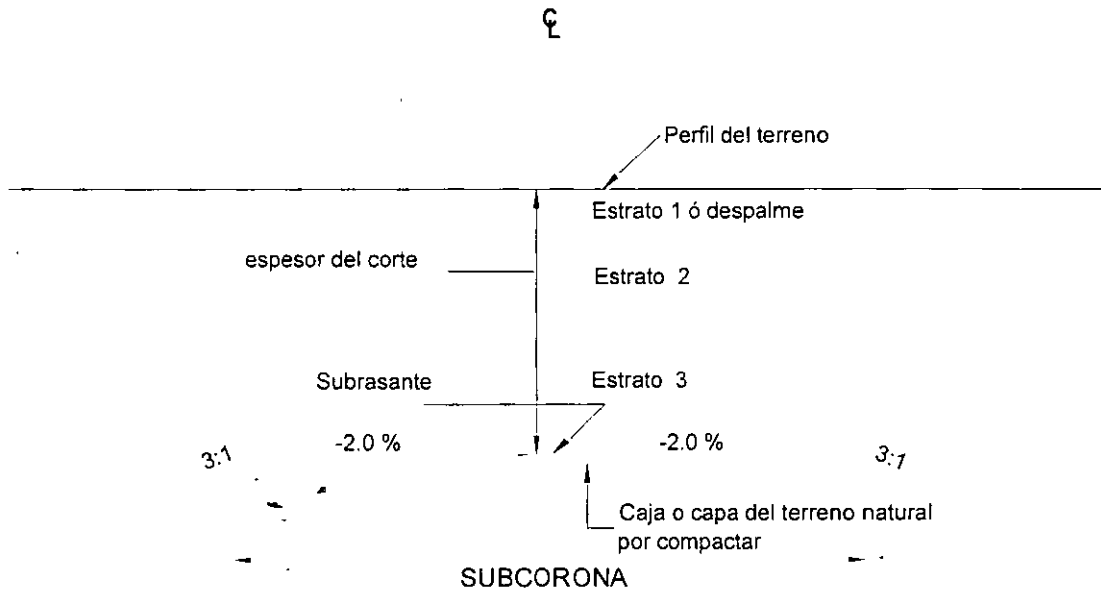


FIGURA 10.2. SECCION DE CONSTRUCCION DE UN CORTE EN TANGENTE

Los elementos y conceptos que determinan el proyecto de una sección de construcción, pueden separarse en dos grupos claramente definidos.

- A. Los propios del Diseño Geométrico.
- B. Los impuestos por el Procedimiento a que debe sujetarse la construcción de las terracerías.

Los elementos relativos al Grupo A son los siguientes:

- 1.- Espesor de corte o de terraplén.
- 2.- Ancho de corona.
- 3.- Ancho de calzada
- 4.- Ancho de acotamiento.
- 5.- Pendiente transversal
- 6.- Ampliación en curvas.
- 7.- Longitud de Transición.
- 8.- Espesor de Pavimento.
- 9.- Ancho de subcorona.
- 10.- Talud de corte o de Terraplén.
- 11.- Dimensiones de las cunetas.

Los elementos que forman el grupo B son los siguientes:

- 12.- Despalme
- 13.- Compactación del terreno natural.
- 14.- Escalón de liga.
- 15.- Cuerpo del Terraplén.
- 16.- Capa Subrasante.
- 17.- Cuña de Afinamiento.

- 18.- Muro de Retención.
- 19.- Berma
- 20.- Estratos en Corte.
- 21.- Caja en Corte.

12.- Despalme: Es la remoción de la capa superficial del terreno natural que, por sus características no es adecuada para la construcción; ya sea que se trate de zonas de cortes, de áreas destinadas para despalme de terraplenes o de zonas de préstamo.

13.- Compactación del Terreno Natural: Es la que se da al material del terreno sobre en la que se desplantara un terraplén o al que quede debajo de la subcorona o de la capa subrasante en corte, para proporcionarle a ese material el peso volumétrico requerido.

14.- Escalón de Liga: Es el que se forma en el área de desplante de un terraplén, cuando la pendiente transversal del terreno es poco menor que la inclinación del talud y con 1.5:1, a fin de obtener una liga adecuada entre ellos y evitar un deslizamiento del terraplén ver figura 10.3

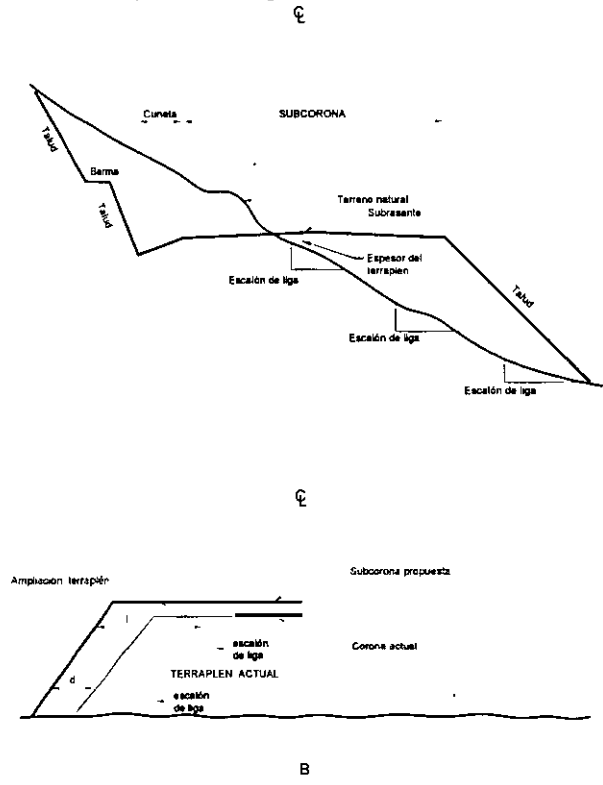


FIGURA 10.3. ESCALON DE LIGA

También se proyecta en casos de ampliación o reconstrucción de caminos existentes, cuando la distancia horizontal d , entre taludes, es menor que el ancho del equipo de construcción, para lo cual hay que recortar el terraplén existente, hasta obtener la distancia l necesaria. Las dimensiones del escalón de liga se fijan de acuerdo con las características de los materiales y del equipo de construcción.

15.- Cuerpo del Terraplén: Se llama así a la parte del terraplén que queda debajo de la subcorona está formado por una o más porciones según sea la elevación del terraplén, las características de los materiales y el tratamiento que se le de ver figura 10.1.

16.- Capa Subrasante: Es la porción subyacente a la subcorona, tanto en corte como en terraplén. Su espesor es comúnmente de 30cm y está formada por suelos seleccionados para soportar las cargas que le transmite el pavimento.

17.- Cuña de Afinamiento: Es el aumento lateral que se le da a un talud del terraplén, para lograr la compactación de vida en las partes contiguas a él. Es de forma triangular, comúnmente de 20 cm de ancho en su parte superior al nivel del hombro de la subcorona, y termina en la línea de ceros del talud o en el lecho superior de la porción inferior, si ésta es de material no compactable; ésta cuña debe recortarse en el afinamiento final.

18.- Muro de retención: Cuando la línea de ceros del terraplén no llega al terreno natural es necesario construir muros de retención, cuya ubicación y altura estarán dadas como resultado del estudio económico.

19.- Berma: en un terraplén, está formada por el material que se coloca adosado a su talud, a fin de darle mayor estabilidad al terraplén figura 10.4; en corte, es un escalón que se hace recortando el talud, con el objeto de darle mayor estabilidad y de detener en el material que se pueda desprender, evitando así que se llegue a la corona del camino.

20.- Estratos en Corte: Así se designan a las diferentes capas que aparecen en un corte, cuando cada una de ellas está formada por material de distintas características de los demás.

En esta figura 10.4 se aprecia lo siguiente:

- a) La capa superficial del terreno o estrato 1, que en general está formada por materiales finos, si es aprovechable por su calidad para formar el terraplén, se considera como tal; si por el contrario es inadecuado para ese empleo, viene a ser el despalme antes descrito.
- b) Las porciones 2 y 3 representan dos estratos formados por material adecuado para la formación de terracerías, pero cuyas características son distintas.
- c)

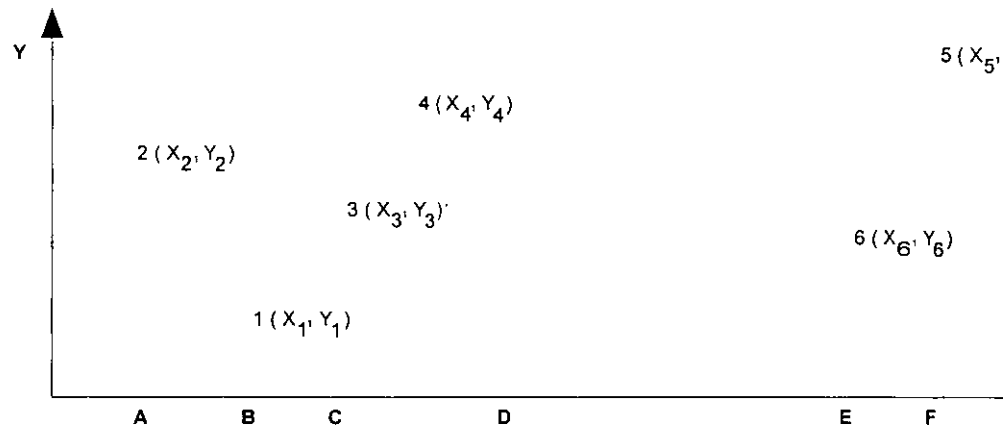


FIGURA 10.5 DETERMINACIÓN DE AREAS, METODO ANALITICO

Cálculo de Volúmenes.

Una vez que se han determinado las áreas de las secciones de construcción, se procede al cálculo de los volúmenes de tierras. Para ello es necesario suponer que el camino está formado por una serie de prismoides tanto en corte como en terraplén. Cada uno de estos prismoides está limitado en sus extremos por dos superficies paralelas verticales representadas por las secciones de construcción y lateralmente por los planos de los taludes, de la subcorona y del terreno natural, fig 10.8

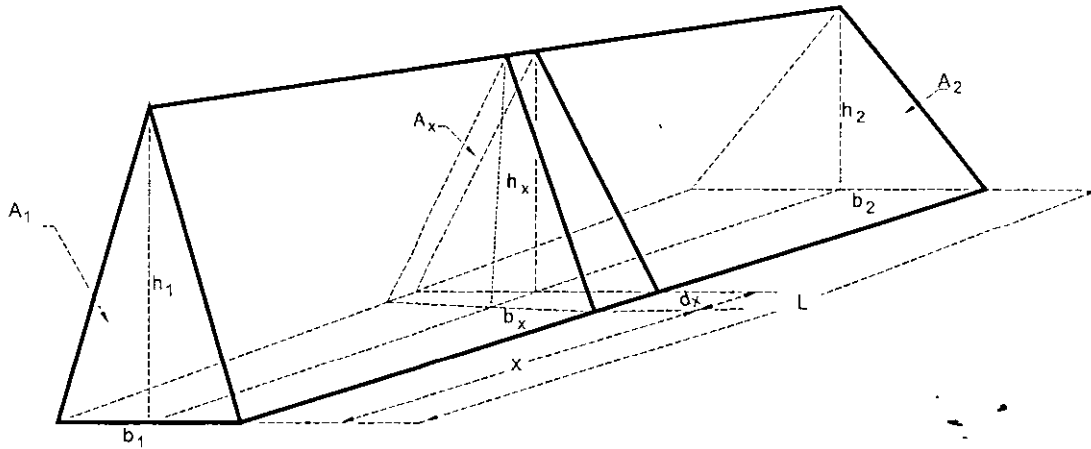


FIGURA 10.8 . VOLUMEN DE UN PRISMOIDE TRIANGULAR

La siguiente **formula** conocida como de las áreas medias, permite calcular el volumen del terraplén entre dos secciones transversales conocidas, y que por su simplicidad es muy útil para el cálculo de volúmenes de las terracerías:

$$V' = \frac{L}{2}(A_1 + A_2)$$

Esta expresión introduce un error, cuando A_m no es el promedio de las áreas extremas, error que puede calcularse con la siguiente expresión:

$$E = \frac{L}{3}(A_1 + A_2 - 2A_m).$$

Para el prismoide triangular:

$$E = \frac{L}{12}(b_1 - b_2)(h_1 - h_2).$$

El cálculo de volúmenes en curva se hace basándose en el teorema de Pappus y Guldinus, según el cual, el volumen de un sólido generado por una superficie plana que gira alrededor de un eje contenido n el plano de su superficie, es igual al producto del área por la distancia recorrida por el centro de gravedad de la superficie durante el giro.

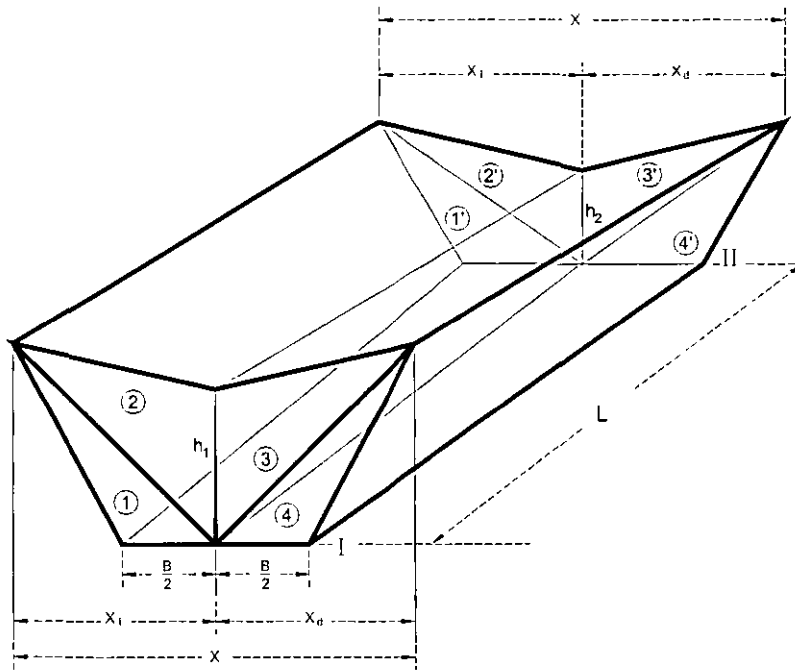


FIGURA 10.9 . DESCOMPOSICIÓN DE UN PRISMOIDE EN PRISMOIDES TRIANGULARES

Lo anterior es válido si todas las secciones del camino en curva fueran iguales; sin embargo, el caso más común es que sean diferentes, lo que implica que la distancia del centro de gravedad de cada una de las secciones respecto al eje del camino, varíe de sección a sección y entonces el calculo exacto del volumen es muy complejo, sin embargo, con la ayuda de las computadoras esta se torna en un calculo sencillo.

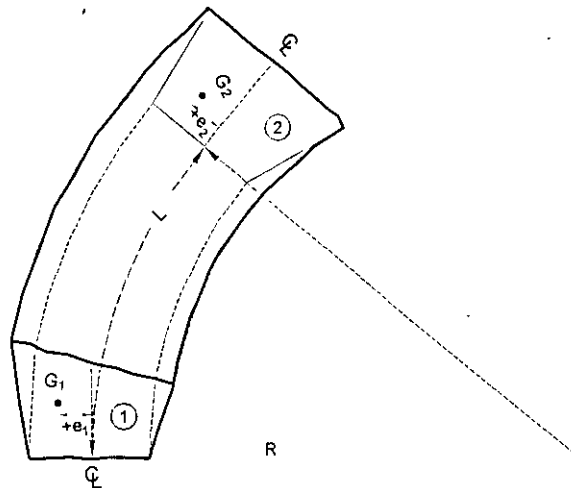


FIGURA 10.10. CORRECCIÓN DE VOLUMEN POR CURVATURA

Coeficiente de Variabilidad Volumétrica.

El material, ya sea de corte o de préstamo, empleado en la formación de los terraplenes, experimenta un cambio de volumen al pasar de su estado natural a formar parte del terraplén, siendo esencial el conocimiento de este cambio para la correcta determinación de los volúmenes de los movimientos de tierra correspondientes.

El coeficiente será mayor a la unidad cuando un metro cúbico de terraplén pueda construirse con un volumen menor de material, obtenido en el corte o en el préstamo. Contrariamente, el coeficiente será menor que la unidad, cuando el volumen de terraplén requiera un volumen mayor del material constitutivo.

El terraplén puede estar integrado por dos o tres porciones a las que se les puede dar distinto grado de compactación; para el material producto de corte, que se empleará en la construcción del terraplén, el coeficiente de variabilidad que se considera para cada estrato en el corte, es proporcional al volumen de las porciones del terraplén; así por ejemplo, si el cuerpo del terraplén está constituido por dos porciones de igual volumen, el coeficiente empleado será el promedio de los correspondientes a los grados de compactación considerados para cada una de las porciones. En cambio, cuando el material está formado por material producto de préstamo, se aplica el coeficiente de variabilidad volumétrica correspondiente a cada una de las porciones, según se el grado de compactación recomendado.

En el caso de los acarrees, por estar los precios unitarios en función del volumen del material a mover en su estado natural, éstos se calculan de la siguiente manera:

Si el material proviene de un solo estrato, se divide el volumen de ese material entre su coeficiente de variabilidad volumétrica; si el material a mover proviene de dos o más estratos, deberá entonces determinarse el coeficiente medio de variabilidad volumétrica para cada acarreo; o sea el resultado de dividir la suma de los volúmenes compactados en el terraplén entre la suma de los volúmenes respectivos, medidos en la excavación.

Ordenadas de la Curva Masa.

La ordenada de la curva masa en una estación determinada es la suma algebraica de los volúmenes de terraplén y de corte, estos últimos afectados por su coeficiente de variabilidad volumétrica, considerados los volúmenes desde un origen hasta esa estación; se establece que los volúmenes de corte son positivos y los de terraplén son negativos. Estas ordenadas sirven para dibujar el diagrama de masas en un sistema de coordenadas rectangulares.

Ocurre con frecuencia que la calidad del material producto de corte, no es la adecuada para formar la totalidad del terraplén, sino que únicamente puede emplearse en la construcción de parte del cuerpo del mismo. Cuando esta situación se presenta, es necesario calcular ordenadas de curva masa para cada porción del terraplén que tenga distinta fuente de aprovisionamiento.

La siguiente **tabla** representa el registro de cálculo de subrasante y curva masa.

Movimiento de Tierras.

Los volúmenes, ya sean de corte o de préstamo, deben ser transportados para formar los terraplenes; sin embargo, en algunos casos, parte de los volúmenes de corte deben desperdiciarse, para lo cual se transportan a lugares convenientes fuera del camino.

Para determinar todos estos movimientos de terracerías y obtener su costo mínimo, el diagrama de masas es el instrumento con que cuenta el proyectista. El Diagrama de Masas es la curva resultante de unir todos los puntos dados por las ordenadas de curva masa, obtenidos de acuerdo al inciso anterior, correspondiendo las abscisas al cadenamamiento del camino.

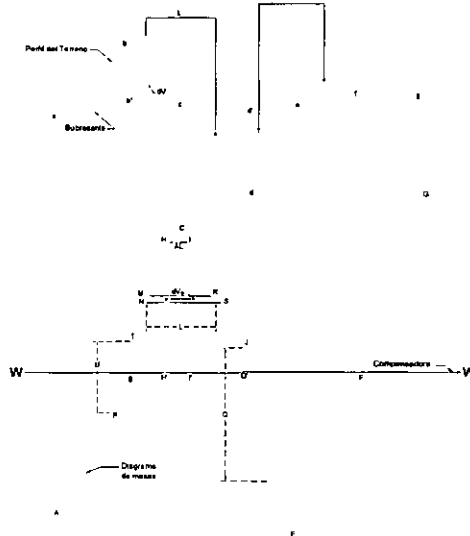


FIGURA 10.13 PROPIEDADES DEL DIAGRAMA DE MASAS

A.- Propiedades del Diagrama de Masas: En la figura 10.13 se representa el diagrama de masas **ABCDEFG** correspondiente a los volúmenes de terracerías a mover, al ubicar la subrasante **aceg** en el perfil **abcdefg** del terreno.

Las principales propiedades del diagrama de masas son las siguientes:

1.- El diagrama es ascendente cuando predominan los volúmenes de corte sobre los de terraplén y descendente en caso contrario. En la figura se tiene que las líneas **ABC Y EFG** son ascendentes por derivarse de los volúmenes de los cortes **abc y efg**, en tanto que la línea **CDE** es descendente por referirse al terraplén **cde**.

2.- Cuando después de un tramo ascendente en el que predominan los volúmenes de corte, se llega a un punto del diagrama en el cual empiezan a

preponderar los volúmenes de terraplén, se dice que se forma un máximo; inversamente, cuando después de un tramo descendente en el cual han sido mayores los volúmenes de terraplén se llega a un punto en que comienzan a prevalecer los volúmenes de corte, se dice que se forma un mínimo.

En la **figura**, los puntos **A y E** del diagrama son mínimos y corresponden a los puntos **a y e** del terreno que son los extremos de tramos en terraplén, en tanto que los puntos **C y G** del mismo diagrama son máximos y corresponden a los extremos de los cortes **abc y efg**.

3.- La diferencia entre las ordenadas de la curva masa, en dos puntos cualesquiera **P y T**, expresa un volumen **U** que es igual a la suma algebraica de todos los volúmenes de corte, positivos, con todos los volúmenes de terraplén, negativos, comprendidos en el tramo limitado por esos dos puntos. En el diagrama citado, la diferencia de ordenadas entre **P y T** es **U**; por quedar **T** arriba de **P**, **expresa** que en el tramo hay un excedente **U** del volumen de corte sobre el de terraplén; si los dos puntos son como el **J** y el **K** y este queda debajo de aquél, la diferencia de ordenadas **Q** indica el volumen de terraplén en exceso del de corte en ese tramo.

4.- Si en un diagrama de masas se dibuja una línea horizontal en tal forma que lo corte en dos puntos consecutivos, éstos tendrán la misma ordenada y por consecuencia, en el tramo comprendido entre ellos serán iguales los volúmenes de corte y los volúmenes de terraplén, o sea que estos dos puntos son los extremos de un tramo compensado.

Esta línea horizontal se llama compensadora y a la distancia entre los dos puntos se le llama abertura del diagrama y es la distancia máxima de acarreo al llevar el material del corte al terraplén.

En la **figura** la horizontal **BD** es una compensadora, pues la línea **BC** representa los volúmenes del corte **bcb'** que son iguales a los volúmenes del terraplén **cdd'** representados por la línea **CD** del diagrama. La abertura **BD** es la distancia máxima de acarreo al transportar el volumen del corte **b'bc** al terraplén **cdd'**.

5.- Cuando en un tramo compensado el contorno cerrado que origina el diagrama de masas y la compensadora **WW'** queda arriba de ésta, el sentido del acarreo es hacia delante; contrariamente, cuando el contorno cerrado queda debajo de la compensadora, el sentido del movimiento es hacia atrás.

6.- Las áreas de los contornos cerrados comprendidos entre el diagrama y la compensadora, representan los acarreos. Si en el corte **bcb'** se toma un volumen elemental **dV**, que está representado en el diagrama de masas por el segmento **MN**, que será transportado a una distancia **L**, para ser colocado en el segmento **RS** del terraplén, el acarreo elemental será **dV x L** que es precisamente el área del trapecio elemental **MNSR**; por lo tanto, la suma de todas las áreas de los trapecios elementales, representativos de acarreos elementales, será el área del contorno cerrado **BCDB**, que representará el

monto del acarreo total. Así pues, si se tiene un contorno cerrado formado por el diagrama de masas y por una compensadora, bastará con determinar el área de él, para que, considerando las escalas respectivas, se encuentre el valor del acarreo total.

B.- Precio unitario y forma de pago de los conceptos que integran los movimientos de terracerías. El precio unitario es la remuneración pecuniaria que se cubre al contratista por unidad de obra realizada y que comprende el costo directo, el costo indirecto y la utilidad, en cada concepto para el que se establece.

En el caso de la determinación de la subrasante económica, es preciso conocer el precio unitario de cada uno de los conceptos que comprenden los movimientos de terracerías, para que al multiplicarlo por el volumen de obra respectivo, se obtenga la erogación correspondiente a cada uno de esos conceptos y se concluya si la subrasante así obtenida es realmente la más económica.

Como no es posible precisar los precios unitarios hasta que no se ha concluido la obra, se recurre para los proyectos, al empleo de precios unitarios determinados para casos semejantes.

Las bases de contratación para cada obra indican los conceptos que integran cada uno de los precios unitarios a determinar. La evolución de las técnicas y equipos de construcción origina cambios continuos en la integración de precios unitarios, por lo que no es posible describir aquí los que corresponden a los conceptos que se mencionan.

Puede decirse que la subrasante que se determine, se acercará a la económica, en la misma forma que los precios unitarios supuestos para el proyecto, se acerquen a los precios unitarios de la obra.

Algunos de los conceptos que a continuación se indican fueron tratados en este capítulo; aquí se verán bajo el aspecto correspondiente a su pago. Los conceptos que se tratan por primera vez, se describirán brevemente antes de tratar su forma de pago.

1.- **Despalme:** El pago se hace midiendo el volumen el volumen geométrico de excavación, en metros cúbicos, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente.

2.- **Corte o excavación:** El pago se hace midiendo el volumen geométrico de excavación en metros cúbicos, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente. El precio unitario se fija de acuerdo con la dificultad que presenta el material al extraerse y cargarse.

3.- **Prestamos laterales:** Son las excavaciones ejecutadas dentro de fajas ubicadas paralelamente al eje del camino a uno o a ambos lados de él, con anchos determinados en el proyecto y cuyos materiales se utilizan exclusivamente en la formación de los terraplenes contiguos. El límite exterior

de cada faja se fija actualmente a una distancia máxima de cien metros, contados a partir del eje del camino.

El pago se hace en la misma forma descrita en el punto anterior para corte o excavación.

4.- **Préstamo de banco:** Son los ejecutados fuera del límite de cien metros de ancho indicado en el punto anterior y los ejecutados dentro de dicho límite, cuyos materiales se emplean en la construcción de terraplenes que no estén situados lateralmente a dichos préstamos.

El pago se hace en la misma forma descrita en el punto 2.

5.- **Compactación:** Es la operación mecánica que se ejecuta para reducir el volumen de los vacíos existentes entre las partículas sólidas de un material, con el objeto de mejorar sus características de deformabilidad y resistencia, así como para darle mayor durabilidad a la estructura formada por ese material.

El pago se hace con base al volumen geométrico en el terraplén en metros cúbicos multiplicado por el precio unitario correspondiente, el cual es función del grado de compactación requerido.

6.- **Bandeado:** Es el tratamiento mecánico que se aplica con equipo pesado de construcción, al material que por sus dimensiones de sus fragmentos no se le puede considerar susceptible de compactación normal, en el sentido de que los resultados del proceso de compactación de campo no pueden controlarse con las pruebas de laboratorio en vigor.

El pago se hace con base al volumen geométrico en el terraplén en metros cúbicos multiplicado por el precio unitario correspondiente, el cual es función del tipo y número de pasadas del equipo.

7.- **Agua para compactación:** Es el volumen de agua que se requiere incorporar a las terracerías, a fin de lograr los grados de compactación especificados en el proyecto. Es igualmente aplicable para el caso del bandedo.

El pago se hace con base a los volúmenes de agua medida en las pipas en el lugar de aplicación, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente.

8.- **Acarreos:** Consisten en el transporte del material producto de cortes o préstamos, a lugares fijados para construir un terraplén o depositar un desperdicio. También se aplica al acarreo de agua para compactación.

La secretaría de Comunicaciones y Transportes clasifica los acarreos de acuerdo con la distancia que hay entre el centro de gravedad de la excavación y el centro de gravedad del terraplén a construir, o del sitio donde el desperdicio se vá a depositar; en:

a.- **Acarreo libre:** Es el que se efectúa dentro de una distancia de 20 metros.

b.- **Sobre acarreo en metros cúbicos-estación:** Cuando la distancia entre los centros de gravedad está comprendida entre 20 y 120 metros.

c.- **Sobre acarreo en metros cúbicos-hectómetro:** Cuando la distancia entre los centros de gravedad está comprendida entre 121 y 520 metros.

d.- **Sobre acarreo en metros cúbicos-kilómetro:** Cuando la distancia entre los centros de gravedad excede de 521 metros.

A cada uno de estos tipos de acarreo corresponde un precio unitario, con excepción del acarreo libre cuyo costo se incluye en el de la excavación.

El pago de los sobre acarreos se hace multiplicando el monto de los mismos por el precio unitario correspondiente.

C.- Determinación de los acarreos: A continuación se estudia la determinación de los acarreos con base en el diagrama de masas.

1.- **Acarreo libre.** Es la distancia máxima a la que puede ser transportado un material, estando el precio de esta operación incluido en el de la excavación. En consecuencia, para no encarecer el precio de la excavación, el acarreo libre debe ser a la mínima distancia requerida por el equipo que lleva a cabo la extracción, carga y descarga del material.

Por convención, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ha adoptado una distancia de acarreo libre de 20 metros; ésta se representa por medio de una horizontal en la zona inmediata a los máximos o mínimos del diagrama de masas.

Al preparar los programas para la PC, se requiere fijar, analíticamente, las estaciones que limitan el acarreo libre; las expresiones matemáticas necesarias se desarrollan a continuación.

En el diagrama de masas de la **figura ###**, son conocidas las ordenadas correspondientes a las estaciones 1, 3, 4, y 6 y por supuesto el acarreo libre **AL**, que estará dividido en los tramos **a, b y c**.

Se ha dicho, dentro de las propiedades de la curva masa, que la diferencia de ordenadas entre dos puntos cualquiera expresa un volumen, representados en la **figura** por las letras **Q y U** para terraplén y corte, respectivamente.

La pendiente en la línea correspondiente al terraplén es:

$$P_t = \frac{Q}{\text{distancia entre estaciones 1 y 3}}$$

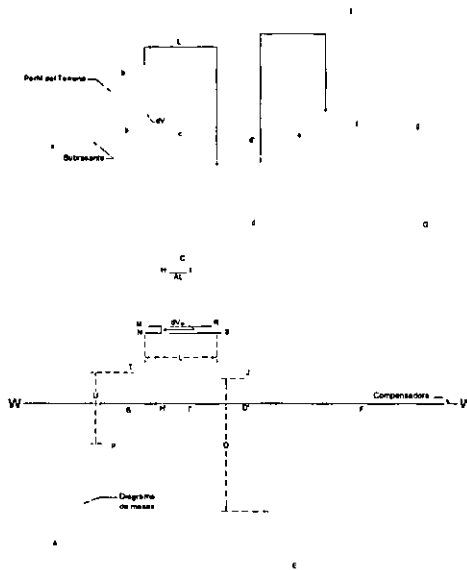


FIGURA 10-13 PROPIEDADES DEL DIAGRAMA DE MASAS

y la pendiente de la línea correspondiente al corte es:

$$P_c = \frac{U}{\text{distancia entre estaciones 4 y 6}}$$

Por otro lado, se tiene que la ordenada en el punto 2 es igual a la del punto 5 y por lo tanto, en el tramo comprendido entre ellos serán iguales los volúmenes de corte y los volúmenes de terraplén.

Entonces:

$$OCM_2 = OCM_5$$

como:

$$OCM_2 = OCM_3 - aP_t$$

$$OCM_5 = OCM_4 - cP_c$$

Se tiene que:

$$OCM_3 - aP_t = OCM_4 - cP_c$$

En esta estación son conocidos todos los valores menos la longitud de los segmentos **a** y **c**.

Pero como:

$$AL = a + b + c$$

y

$$c = AL - (a + b)$$

en donde **b** es conocido, por ser la distancia entre las estaciones **3** y **4**.

Substituyendo el valor de **c**, se tiene:

$$OCM_3 - aP_t = OCM_4 + [AL - (a + b)]P_c$$

$$OCM_3 - OCM_4 - P_c(AL - b) = a(P_t - P_c)$$

$$\frac{OCM_2 - OCM_3 - P_c(AL - b)}{P_t - P_c} = a$$

Por lo tanto, las estaciones que limitan el acarreo libre serán:

$$Est2 = Est3 - a$$

$$Est5 = Est4 + c$$

2.- **Distancia media de sobre acarreo:** Para poder cuantificar los movimientos de terracerías, es necesario establecer la distancia de sobre acarreo y la porción del volumen que hay que transportar ás allá el límite establecido por el acarreo libre.

Refiriéndose a la **figura 10.15** se tiene que, la distancia de acarreo libre es la horizontal que corta la curva en los puntos **A y C**, de modo que **AC = 20 metros**. El material por encima de la recta **AC** es el que se transportará sin costo adicional. El volumen de este material viene dado por la diferencia de ordenadas entre la recta **AC** y el punto **B** y es una medida del volumen de corte entre **a y b**, que forma el terraplén entre **b y c**.

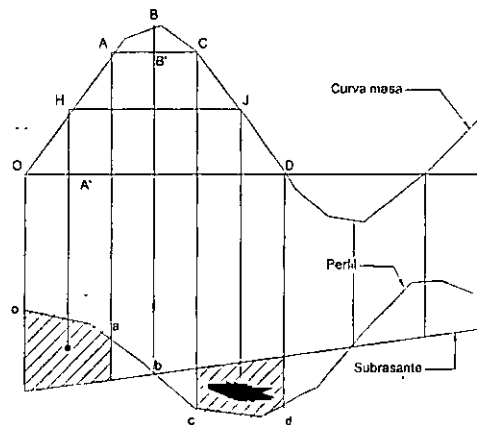


FIGURA 10 15 DISTANCIA MEDIA DE SOBRECARRERO

Considérese ahora el volumen sobre la línea de compensación **OD**. El estudio de la curva masa y el perfil correspondiente, muestra que el corte de **o a b** formará el terraplén de **b a d**. Como el material que queda por encima de la compensadora **AC** está incluido en el límite del acarreo libre, la otra parte entre las líneas **OD y AC** que se mide por la ordenada **A'A** está sujeta a un transporte adicional o sobre acarreo. Esto es, el volumen comprendido entre **o y a** debe ser sobre acarreado para formar el terraplén entre **c y d**.

La distancia media de sobre acarreo entre el corte **o-a**, y el terraplén a formar entre **c y d**, es la distancia entre los centros de gravedad del corte **o-a** y

del terraplén **c-d**. Si por los centros de gravedad del corte y del terraplén se lleva una vertical, ésta cortará a la curva masa en los puntos **H** y **J**.

En consecuencia, la distancia media de sobre acarreo está dada por la longitud de la recta **HJ**, menos la distancia de acarreo libre **AC**.

La distancia media de sobre acarreo se obtiene con base en la propiedad de la curva masa que dice que las áreas de los contornos cerrados comprendidos entre el diagrama y la compensadora, representan el monto de los acarreos, es decir, un volumen por una distancia. Si el área de estas figuras se divide entre la ordenada de las mismas, que representa un volumen, se obtendrá como resultado la distancia, que restándole el acarreo libre, dará la distancia media de sobre acarreo.

Así, por ejemplo, el área de contorno cerrado **OACDO** dividida entre la ordenada **A'A** dará como resultado la distancia **HJ**, a la cual habrá que restarle la distancia de acarreo libre **AC** para obtener la distancia media de sobre acarreo.

D.- Posición económica de la compensadora. En un tramo, la compensadora que corta el mayor número de veces al diagrama de masas y que produce los movimientos de terracerías más económicos, recibe el nombre de compensadora general.

Es conveniente obtener una sola compensadora general para un tramo de gran longitud; sin embargo, la economía buscada obliga la mayor parte de las veces, a que la compensadora no sea una línea continua, sino que debe interrumpirse en ciertos puntos para reiniciarla en otros situados arriba o debajo de la anterior, lo que origina tramos que no están compensados longitudinalmente y cuyos volúmenes son la diferencia de las ordenadas de las compensadoras.

En la **figura 10.16** se tienen las compensadoras generales **AA'**, **BB'**, **CC'** y **DD'**, que no forman una sola línea continua. La compensadora **BB'** origina un préstamo entre ella y la **AA'** por estar localizada bajo de ésta. La compensadora **CC'** ocasiona un desperdicio entre ella y la **BB'** por estar arriba de ésta, así como la compensadora **DD'** origina otro desperdicio por estar arriba de la **CC'**.

Generalmente, los préstamos se originan por exceso de volumen de terraplén y los desperdicios por exceso de volumen de corte, pero pueden coexistir préstamos y desperdicios, verbigracia, cuando la suma de los costos del acarreo del material excavado al llevarlo al terraplén y de la compactación requerida, sea mayor que la suma de los costos de excavación, de acarreo y de compactación del material producto de préstamo y del acarreo del desperdicio, o bien, cuando el material de corte no deba emplearse en la construcción del camino.

En el estudio de la compensación longitudinal se presentan cuatro casos, dependiendo de la ubicación de la compensadora general; en la **figura**

la compensadora puede quedar ubicada entre préstamos como la **AA'**; entre préstamo y desperdicio como la **BB'**; entre desperdicios como la **CC'** y entre desperdicio y préstamo como la **DD'**.

Para el desarrollo de las ecuaciones que a continuación se citan y que rigen la posición económica de la compensadora para los casos antes descritos, se ha empleado la simbología siguiente:

Pat. Es el costo total que requiere la construcción de un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo, en el punto anterior y contiguo al tramo compensado. Este costo incluye los correspondientes a excavación, acarreo, compactación, etc.

Pad. Es el costo total que resulta de construir un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo, en el punto posterior y contiguo al tramo compensado.

Dad y Dat. Es el costo unitario total del sobre acarreo y o acomodo del desperdicio de adelante y atrás, respectivamente.

Dcd y Dct. Son los precios unitarios por concepto de compactación del corte que se desperdicia adelante y atrás, respectivamente.

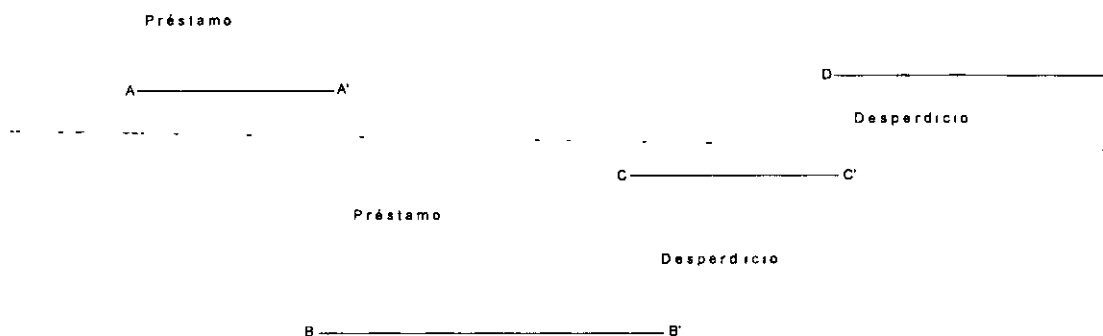


FIGURA 10 16 PRESTAMOS Y DESPERDECIOS

$A_1, A_2, A_3, A_4, \dots$. Son las áreas contenidas entre el diagrama y la compensadora general, que representan los montos del acarreo.

C_1, C_3, C_5, \dots . Son los coeficientes de variabilidad volumétrica de los materiales de corte que serán acarreados hacia atrás. En la ecuación general se presentan por **Cnon**.

$C_2, C_4, C_6 \dots$. Son los coeficientes de variabilidad de los materiales provenientes de corte que serán movidos hacia delante. En la ecuación general se presentan por C_{par} .

Cat. Es el coeficiente de variabilidad volumétrica de los materiales del préstamo de atrás.

Cad. Es el coeficiente de variabilidad volumétrica de los materiales del préstamo de adelante.

Cdd y Cdt. Son los coeficientes de variabilidad volumétrica de los materiales producto de los cortes que ocasionan los desperdicios de adelante y de atrás, respectivamente.

\$A. Es el precio unitario de los acarreo medidos en, $m^3 \alpha$, pues sus distancias se miden en unidades α .

\$B. Es el precio unitario de los acarreo medidos en, $m^3 \beta$, pues sus distancias se miden en unidades β .

\$C. Es el precio unitario de los acarreo medidos en, $m^3 \gamma$, pues sus distancias se miden en unidades γ .

AL. Es el acarreo libre.

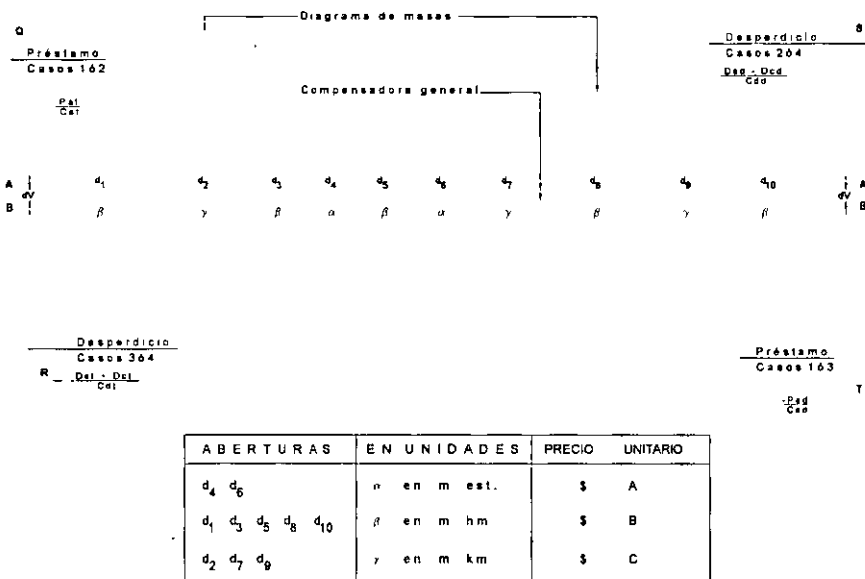


FIGURA 10.17 POSICIÓN ECONÓMICA DE LA COMPENSADORA

1.- Compensadora en estudio comprendida entre dos préstamos.

Considérese el diagrama de masas **QT** de la **figura ###**, que comprende una serie de movimientos originados por la compensadora general **AA'**, limitada por dos préstamos. Las aberturas en esa compensadora son las $d_1, d_2, d_3, \dots, d_{10}$.

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$A \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right) +$$

$$\$B \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right) + \$C \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right)$$

Aplicando la ecuación a un caso particular, si el primer miembro resulta positivo y el segundo resulta positivo pero con un valor absoluto menor al primer miembro, habrá que subir la compensadora; si el segundo miembro es positivo pero con un valor absoluto mayor al primero, habrá que bajar la compensadora. En ambos casos el movimiento de la compensadora tenderá a lograr la igualdad dada por la ecuación. Análogamente, si el primer miembro es negativo, habrá que bajar la compensadora cuando el segundo miembro sea positivo, o negativo pero con un valor absoluto superior al del primero, habrá que subirla.

2.- Compensadora en estudio comprendida entre préstamo y desperdicio.

En la misma **figura 10.17** considérese ahora el diagrama de masas **QS**, cuya compensadora **AA'** está situada entre un préstamo atrás y un desperdicio adelante; entonces, la ecuación general anterior se cambia a la siguiente:

$$\frac{Pat}{Cat} + \frac{Dad - Dcd}{Cdd} = \$A \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right)$$

$$+ \$B \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right)$$

$$+ \$C \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right)$$

En este caso, si el segundo miembro es positivo, o negativo pero con valor absoluto inferior al primer miembro, la compensadora deberá bajarse; si el segundo miembro es negativo con un valor absoluto superior al primero, entonces deberá subirse.

3.- Compensadora en estudio comprendida entre un desperdicio y un préstamo.

En la misma figura considérese ahora el diagrama de masas **RT**, cuya compensadora **AA'** está situada entre un desperdicio atrás y un préstamo adelante; entonces la ecuación general que se debe satisfacer es la siguiente:

$$\begin{aligned}
-\frac{Dat}{Cdt} - \frac{Pad}{Cad} + \frac{Dct}{Cdt} &= \$A \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \\
+ \$B \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \\
+ \$C \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right)
\end{aligned}$$

En este caso, si el segundo miembro es positivo, o negativo pero con un valor absoluto inferior al primer miembro, la compensadora deberá bajarse; si el segundo miembro es negativo con un valor absoluto superior al del primero, entonces deberá subirse.

4.- Compensadora en estudio comprendida entre dos desperdicios.

Finalmente considérese el diagrama de masas **RS**, en el que la compensadora **AA'** está limitada por dos desperdicios; la ecuación general que se debe satisfacer es:

$$\begin{aligned}
\frac{Dad - Dcd}{Cdd} - \frac{Dat - Dct}{Cdt} &= \$A \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \\
+ \$B \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \\
+ \$C \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right)
\end{aligned}$$

En este caso, si el primer miembro resulta positivo y el segundo es negativo, o positivo pero con un valor absoluto menor, la compensadora tendrá que subirse; si el segundo miembro es positivo pero con un valor absoluto mayor al del primero, la compensadora habrá que bajarla.

Si el primer miembro es negativo y el segundo resulta positivo, o negativo pero con un valor absoluto inferior al primero, la compensadora deberá bajarse; si el segundo miembro resulta negativo pero con un valor absoluto mayor que el del primero, la compensadora deberá subirse.

La aplicación práctica de estas cuatro ecuaciones es sencilla; basta medir las aberturas en la unidad correspondiente al sobre acarreo en cada movimiento, restarle el acarreo libre y multiplicarlas por el precio unitario, los productos así obtenidos serán de signo positivo o negativo según correspondan a movimientos hacia atrás o hacia delante y se efectúa la suma algebraica de

estos productos; esta suma debe ser igual al primer miembro, si no lo fuere, se moverá la compensadora hasta encontrar esa igualdad.

Así por ejemplo, en el diagrama de masas mostrado en la **figura 10.18** que se ha dibujado empleando escalas vertical y horizontal 1 cm = 200m³ y un centímetro igual a 20 metros, respectivamente, se tiene que la compensadora a que dan lugar los movimientos, se encuentra localizada entre dos prestamos.

Para la determinación económica de la compensadora, se tienen los siguientes datos y especificaciones.

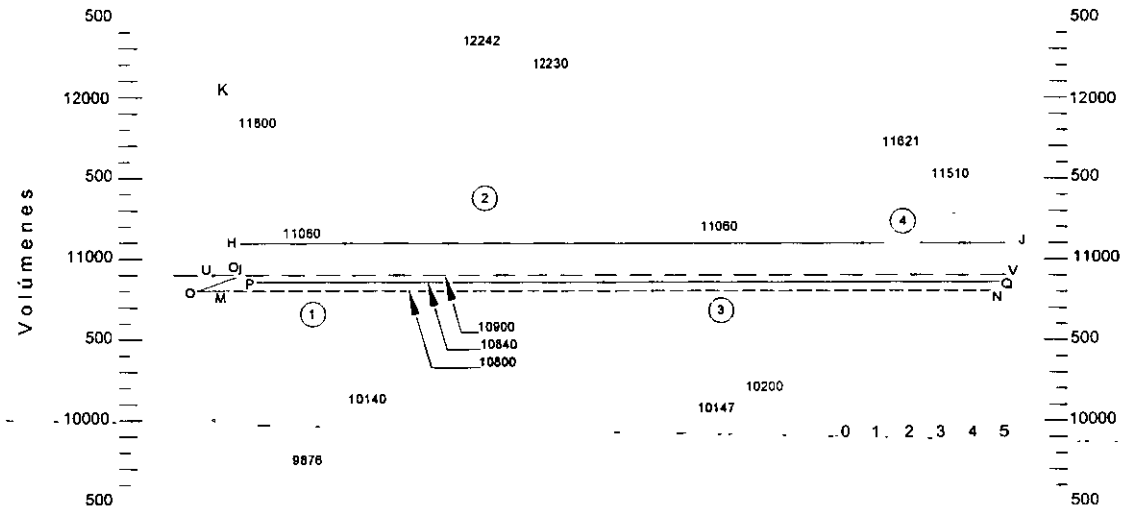


FIGURA 10.18. UBICACIÓN DE LA COMPENSADORA ECONOMICA

- 1.- Acarreo libre: 20 metros.
- 2.- Sobre acarreo:

Distribución de Centro a Centro de gravedad	Unidad	Aproximación	Precio Unitario \$
De 20 a 120 metros	m ³ /estación	Un decimal	0.20
De 120 a 520 metros	m ³ /hm		0.50
Mayor de 520 metros	m ³ /hm		3.30

En todo movimiento solamente se considerará un solo tipo de sobre acarreo, que estará dado por la distancia entre los centros de gravedad de los volúmenes de corte y de terraplén.

3.- Costo total de la formación de un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo:

- a) Pat = \$7.30.
- b) Pad = \$7.50.

4.- Coeficiente de variabilidad volumétrica tanto para el material de préstamo como para el de corte, igual a 1.00.

Del estudio de los precios unitarios relativos a los tres tipos de sobre acarreo, se deduce que un metro cúbico de material transportado a la distancia máxima de acarreo correspondiente al sobre acarreo expresado en m³/estación, o sea 120 metros el acarreo libre, tendrá un costo de 5 m³/estación X 0.20 = \$1.00; si ese mismo volumen se transporta a una distancia ligeramente mayor, 121 metros menos el acarreo libre, su cuantificación se hará en m³/hm y su costo será de \$0.50; del mismo modo, si un metro cúbico de material se transporta a la distancia máxima de acarreo de los sobre acarreos expresados en m³/hm, o sea 520 metros menos el acarreo libre, tendrá un costo de 5 m³/hm X 0.50 = \$2.50; en cambio, ese mismo volumen transportado a 521 metros menos el acarreo libre, se medirá en kilómetros y tendrá un costo de 0.50 m³/hm X 3.30 = \$1.65

Así mismo, un análisis del diagrama de masas permite observar que los acarreos ocasionados por los movimientos N1,3 y 4, necesariamente tienen que expresarse en m³/estación, pero que el movimiento 2 puede ocasionar un sobre acarreo expresado en m³/hm. Por lo tanto, siendo como se ha visto, más económico el sobre acarreo expresado en m³/hm, convendrá que la compensadora en estudio origine este tipo de sobre acarreo en el movimiento número 2.

Siguiendo este criterio se ha fijado la compensadora de prueba MN, que tiene su origen en el eje vertical K y como ordenada la 10800. para este ejemplo se aplica la ecuación correspondiente al caso en que la compensadora está comprendida entre dos préstamos, pero como se tienen únicamente dos tipos de acarreos, el segundo miembro de la ecuación queda integrado por dos sumandos. Por otra parte, como únicamente existe un movimiento cuyo acarreo se va a expresar en m³/hm y queda por encima de la compensadora, es decir, su sentido es hacia delante, será par; lo que permite simplificar la ecuación expresándola de la siguiente manera:

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$A \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right) - \$B \left(\sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right)$$

Y substituyendo, se tiene para el primer miembro:

$$\frac{Pat}{Cat} = \$7.30; \quad \frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$7.30 - \$7.50$$

$$\frac{Pad}{Cad} = \$7.30; \quad \frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = -\$0.20$$

Y para el segundo miembro:

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud De pago	Precio Unitario \$	Importe \$
1	Atrás	m□estación	1.7	0.20	0.34
2	Atrás	m□estación	4.5	0.20	0.90
3	Adelante	m□hm	1.6	0.50	0.80
4	Adelante	m□estación	3.8	0.20	0.76

Costo total de los movimientos hacia atrás... = \$ 1.24
 Costo total de los movimientos hacia delante = \$ 1.56
 Diferencia = - \$ 0.32

Como el valor del primer miembro (-\$ 0.20) es diferente al resultado obtenido (- \$0.32), es necesario mover la compensadora. Ahora bien, como en el segundo miembro la diferencia resulto negativa, es decir, resultó mayor la longitud de la abertura de los movimientos hacia delante, se debe subir la compensadora para alcanzar la igualdad deseada. Por tanto, se probará la compensadora UV cuya ordenada tiene un valor de 10900.

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud De pago	Precio Unitario \$	Importe \$
1	Atrás	m□estación	2.0	0.20	0.40
2	Atrás	m□estación	5.0	0.20	1.00
3	Adelante	m□hm	1.5	0.50	0.75
4	Adelante	m□estación	3.2	0.20	0.64

Costo total de los movimientos hacia atrás... = \$ 1.40
 Costo total de los movimientos hacia delante = \$ 1.39
 Diferencia = + \$ 0.01

Ahora es mayor la longitud de la abertura de los movimientos hacia atrás y, por tanto, debe bajarse la compensadora.

La posición correcta de la compensadora se puede obtener en forma aproximada empleando el siguiente procedimiento gráfico: la diferencia con respecto al primer miembro de la ecuación dada por la primera compensadora

de prueba, convertida a una distancia, es llamada **MO** a la izquierda de la vertical **K**; el punto de intersección de la recta OO_1 , con el eje vertical **K** dará aproximadamente la ordenada correspondiente a la compensadora buscada.

En el ejemplo que se cita, la intersección indica la posición de la compensadora **PQ** en la ordenada 10840; comprobando la bondad del método se tendrían los siguientes resultados:

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud De pago	Precio Unitario \$	Importe \$
1	Atrás	m [□] estación	1.8	0.20	0.36
2	Atrás	m [□] estación	4.6	0.20	0.92
3	Adelante	m [□] hm	1.5	0.50	0.75
4	Adelante	m [□] estación	3.6	0.20	0.72

Costo total de los movimientos hacia atrás... = \$ 1.28

Costo total de los movimientos hacia delante = \$ 1.47

Diferencia = - \$ 0.19

Como el valor del primer miembro (-\$0.20) es prácticamente igual que el resultado obtenido (-\$0.19) se satisface la ecuación, siendo por tanto **PQ** la compensadora económica.

Ahora bien, si la compensadora se hubiera fijado de tal modo que se originaran movimientos expresados en m[□]estación exclusivamente, su aparente posición económica sería la horizontal **HJ** dada por la ordenada 11060.

La cuantificación y costo de los movimientos de tierra ocasionados por las compensadoras **PQ** y **HJ** sería:

Movimiento número	Expresado en:	Volumen m [□]	Distancia media	Sobre acarreo	Precio Unitario \$	Importe \$
Compensadora PQ.						
1	m [□] estación	700	0.9	630	0.20	125.00
2	m [□] hm	1390	1.1	1529	0.50	764.50
3	m [□] estación	640	2.9	1856	0.20	371.20
4	m [□] estación	670	1.7	1139	0.20	227.80
Costo por concepto de Sobre acarreo						1489.50
	Pat m [□]	960			7.30	7008.00
	Pad m [□]	840			7.50	6300.00
Costo por concepto de prestamos						13308.00
Costo total						14797.5
Compensadora HJ.						
	m [□] estación	920	1.2	1104	0.20	220.80
	m [□] estación	1170	4.8	5616	0.20	1123.20
	m [□] estación	860	3.5	3010	0.20	602.00

	m ³ estación	450	1.1	495	0.20	99.00
	Costo por concepto de Sobre acarreo					2045.00
	Pat m ³	740			7.30	5402.00
	Pad m ³	1060			7.50	7950.00
	Costo por concepto de prestamos					13352.00
	Costo total					15397.00

Comparando los resultados obtenidos en cada caso, se observa que de la diferencia de costos a favor de la compensadora PQ, un alto porcentaje está dado por el costo de los sobre acarreo.

E) Posición económica de la compensadora auxiliar.

Cuando dentro de un movimiento ocasionado por la compensadora original, existen otros máximos y mínimos figura 10.19 que dan lugar a otra serie de movimientos adicionales, es necesario utilizar una compensadora auxiliar que haga mínimo el costo de los sobre acarreo en esos movimientos.

En el diagrama de masas mostrado en la figura 10.19 en el que ya está ubicada la compensadora general MN, la compensadora auxiliar AA' ha originado los cuatro movimientos siguientes:

bcdef que es hacia atrás y cuya abertura es d_1 .

fgh que es hacia delante y cuya abertura es d_2 .

hijklmn que es hacia atrás y cuya abertura es d_3 y el sobre acarreo

abfhno que es hacia atrás y cuya abertura es d_4 .

Si se mueve la compensadora auxiliar a la posición BB' mediante un desplazamiento dV se tendrá que:

El movimiento **bcdef** disminuyó en el área **bcef**, que es igual a:

$$(d_1 - AL)dV .$$

El movimiento **fgh** aumentó en el área **efhi**, que es igual a:

$$(d_2 - AL)dV .$$

El movimiento **hijklmn** disminuyó en el área **himn**, que es igual a:

$$(d_3 - AL)dV .$$

Y el movimiento **abfhno** aumentó en el área **bcmn**, que es igual a:

$$(d_4 - AL)dV .$$

Entonces, el incremento del costo será:

$$dC = -PU_1(d_1 - AL)dV + PU_2(d_2 - AL)dV - PU_3(d_3 - AL)dV + PU_4(d_4 - AL)dV$$

así también:

$$\frac{dC}{dV} = -(d_1 - AL)PU_1 + (d_2 - AL)PU_2 - (d_3 - AL)PU_3 + (d_4 - AL)PU_4$$

en donde PU es el precio unitario de cada sobre acarreo en cada movimiento.

Como la condición de mínimo es que el primer miembro sea cero, la compensadora auxiliar económica debe satisfacer la ecuación general siguiente:

$$PU_1(d_1 - AL) + PU_3(d_3 - AL) = PU_2(d_2 - AL) + PU_4(d_4 - AL)$$

Obviamente, la ecuación anterior puede abreviarse sacando como factor común los precios unitarios iguales, que resulten de longitudes de aberturas semejantes; para el caso en que d_1 , d_2 y d_3 sean aberturas menores que la distancia máxima, cuyo precio unitario sea **\$A**; en tanto que la abertura d_4 sea mayor que esa distancia máxima, por lo que debe aplicarse en ésta el precio unitario **\$B**, la ecuación general se transforma en la particular siguiente:

$$\$A(d_1 - AL_\alpha + d_3 - AL_\alpha) = \$A(d_2 - AL_\alpha) + \$B(d_4 - AL_\beta)$$

en donde d_1 , d_2 , d_3 y AL están medidos con la unidad de longitud \square , en

tanto que: d_4 y AL_β lo están con las unidades $\tilde{\square}$

podiera darse el caso de que todas las aberturas fueran del mismo tipo de sobre acarreo, cuyos precios unitarios fueran iguales, esto es, todas menores, iguales o mayores que una distancia máxima determinada; entonces, para este caso, se tiene que:

$$d_4 = d_1 + d_2 + d_3.$$

Y de acuerdo con la ecuación general se tendrá:

$$PU(d_1 - AL + d_3 - AL) = PU(d_2 - AL + d_4 - AL)$$

substituyendo:

$$PU(d_1 - AL + d_3 - AL) = PU[d_2 - AL + (d_1 + d_2 + d_3) - AL]$$

$$d_1 + d_3 = d_2 + d_1 + d_2 + d_3$$

$$0 = 2d_2$$

Resultado que indica que el área del movimiento limitado por la abertura d_2 se consideraría dos veces; para evitar esta duplicidad de pago, la compensadora auxiliar económica debe colocarse pasando tangente a los máximos o a los mínimos del diagrama, según sea el sentido del movimiento. Este ejemplo está indicado con la compensadora **PQ**,

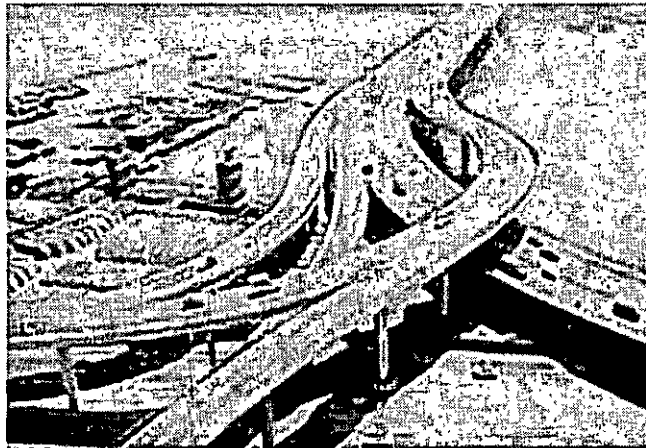
Refiriéndose nuevamente a la **figura 10.19** y considerando que la compensadora auxiliar económica es la **BB'**, quedará la porción del diagrama **ijklm** sin proyecto de movimiento, por lo que requiere también de un compensadora auxiliar. Esta compensadora **RS** pasará por el máximo **k** si las aberturas d_3 , d_2 y d_m son de la misma especie, o bien, podrá ser una como **HI**, si aquellas aberturas son de movimientos cuyos precios unitarios sean diferentes.

CURSO DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO CON CLAROS MENORES A 30 M.

OBJETIVO GENERAL DEL CURSO

Preparar a profesionistas en el área de Ingeniería Civil por medio de conocimientos de alto nivel sobre puentes y adiestrar en el tratamiento práctico de estas obras en México, dentro de un marco de trabajo interdisciplinario y con una metodología científica.

1. ESTUDIOS PREVIOS PARA EL PROYECTO DE PUENTES 1.5hrs
Objetivo: Conocer los aspectos generales de los estudios previos que deben analizarse y tomarse en cuenta al proyectar puentes.
 - 1.1 Topográficos. Se indican los aspectos esenciales en lo relativo a los estudios topográficos en el proceso de elaboración de un proyecto de puente.
 - 1.2 Geotécnicos. Se indican los aspectos esenciales en lo relativo a los estudios geotécnicos en el proceso de elaboración de un proyecto de puente.



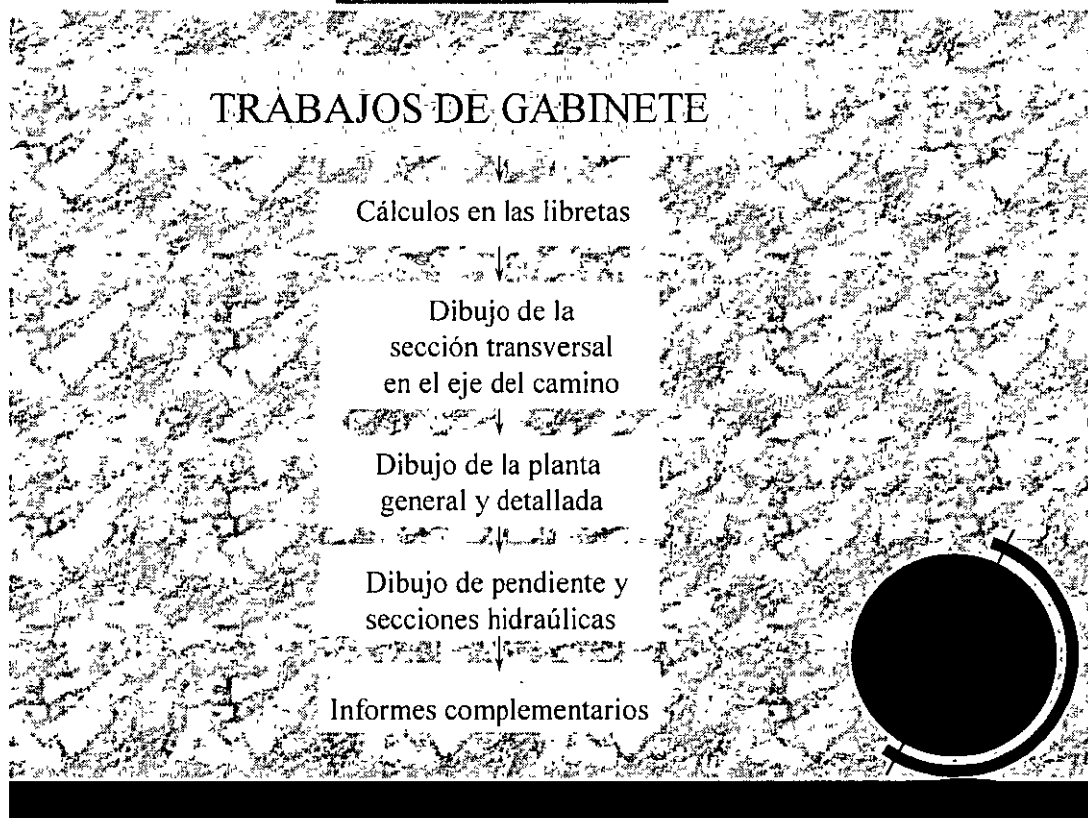
1. ESTUDIOS PREVIOS



ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

1.1 Topográficos

1. TOPOHIDRAULICOS

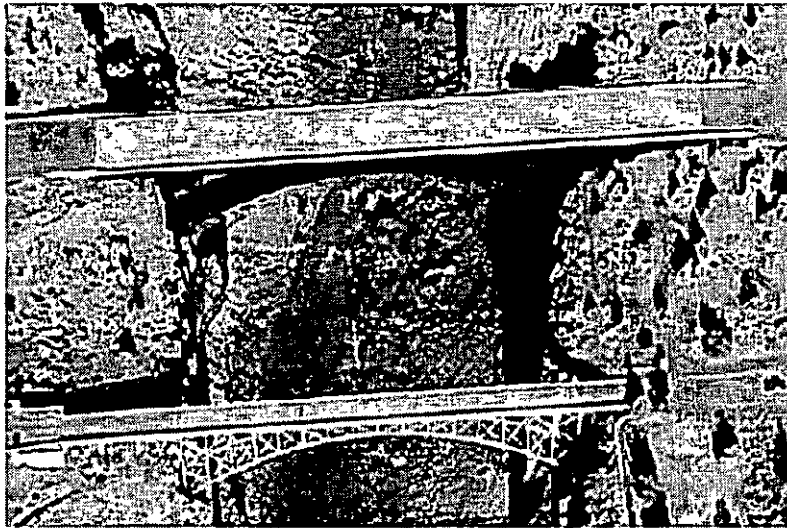


La importancia de obtener toda la información posible del lugar en donde se piensa construir un puente, se debe a que no siempre los datos que nos pueden proporcionar tanto las cartas topográficas como las geológicas, nos satisfacen para la elaboración de un buen anteproyecto.

Es importante tener todos los datos posibles de las condiciones del lugar, hacer consideraciones preliminares, y verificar en primera instancia todo lo que puede implicar la construcción de cierta infraestructura en ese sitio, así como el impacto ambiental que esta genere.

Los estudios preliminares, que son directamente los que nos proporcionarán la información preliminar ó de primera instancia constituyen la base para el buen desarrollo de un anteproyecto de puentes, y en lo sucesivo el proyecto dependerá de su precisión y exactitud. Nos permitirán hacer una predicción de los problemas que se puedan presentar durante su construcción, los cuales serían eliminados o descartados al tomarlos en cuenta y mantenerlos en los archivos, con la finalidad de tener una apropiada operación durante su vida de servicio.

Hay ocasiones, por ejemplo, en que ya existe, en nuestro caso, algún puente cercano, el cual nos puede servir de parámetro para la construcción de nuestro nuevo puente.



La estructura de un puente constituye una obra fundamental de las vías de comunicación, cuyo buen funcionamiento depende el propio de la ruta. Si los puentes se comportan de manera inadecuada o llegan a fallar, el tránsito sufrirá interrupciones que pueden ocasionar pérdidas económicas de cientos de miles de millones de pesos, sobre todo, en las modernas autopistas y vías férreas, que resultarían inoperantes para mover los grandes volúmenes de carga nacional e internacional si se demora la entrega del producto transportado.

Por esta razón, cabe resaltar, la importancia de las estructuras de un puente y el cuidado que deben de tener los ingenieros responsables de su estudio, proyecto, construcción y conservación, para que la obra cumpla con los requerimientos de operación de la vía terrestre. De ahí la importancia que tienen los estudios previos, los cuales constituyen las bases para el buen comportamiento del puente y de su correcta realización dependerá el éxito del proyecto, y se evitarán problemas imprevistos a la construcción, lo que redundará en una adecuada operación durante su vida útil.

Con esto, nos damos cuenta de la importancia real que tienen los conocimientos preliminares de la zona en donde se va a llevar a cabo la construcción del puente, ya que a partir de aquí se tomaran decisiones sobre la manera de llevar a cabo los estudios preliminares, cuales son lo que serán de mayor peso, y de cuales de estos se requiere el mayor cuidado y atención para que los resultados sean lo mas precisos posible.

Son una serie de trabajos que pueden dividirse en trabajo de campo y trabajos de gabinete. Se realizan con el objetivo de conocer la sección transversal, longitudinal y la planta general de la zona del cruce, elementos que serán útiles principalmente para el estudio del funcionamiento hidráulico del río, y para el proyecto del puente. Paralelamente a los estudios topográficos se realizan algunas observaciones de tipo general que servirán para el mismo proyecto, y que se incluirán en los informes complementarios.

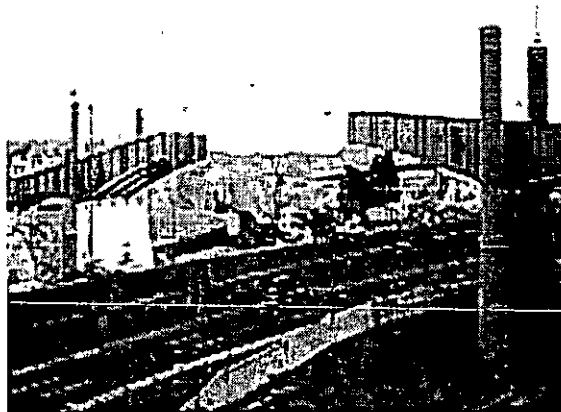
TRABAJO DE CAMPO

a) Retrazo o trazo del eje de camino.

Consiste en identificar o localizar las referencias del trazo original del camino, y establecer unas señales que permitan localizar el eje del camino en la zona del cruce, sin ninguna dificultad.

b) Nivelación.

Una vez localizado el trazo del camino se procede a la nivelación de éste en la zona del cruce, lo que permitirá conocer el perfil de construcción. La distancia por nivelar hacia delante y hacia atrás del centro del cruce sobre el eje del camino, dependerá de la magnitud del puente y de las características topográficas a ambos lados del mismo; la nivelación se hace a partir de algún banco de nivel establecido previamente por la brigada de localización; también se ubican en la zona del cruce los bancos de nivel que sean necesarios para los siguientes trabajos topográficos.



c) Poligonal de apoyo, trazo y nivelación:

Para obtener la configuración topográfica en la zona del cruce, se requiere una poligonal de apoyo que generalmente es abierta, y de preferencia se ubica normal al cruce, a continuación se trazan sobre la poligonal de apoyo se trazan líneas auxiliares que abarquen toda la zona requerida, y se nivelan.

Cuando por causas especiales se requiere de más detalle se utiliza una poligonal cerrada, con lo que se realiza un levantamiento más confiable y con posibilidad de detectar errores.

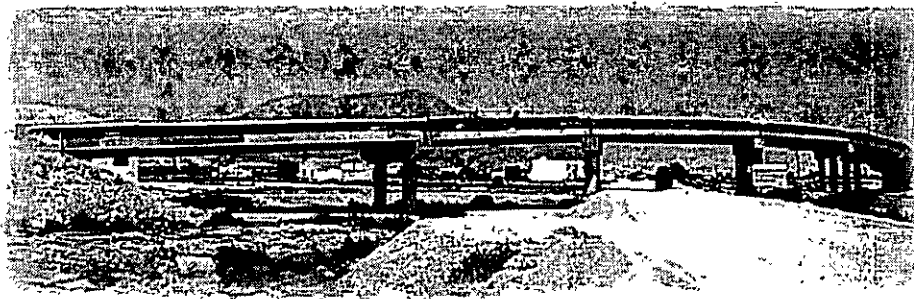
d) Trazo y nivelación de la pendiente del fondo:

El conocimiento de la forma y pendiente del fondo del cauce en la zona del cruce, tiene aplicación en los estudios hidráulicos correspondientes. Cuando se tienen ríos o arroyos muy caudalosos no es posible levantar la pendiente

geométrico directamente en el cauce, por lo que se procede a levantarla en las márgenes del río o del arroyo. Junto con el levantamiento de la pendiente geométrica, se recopila información que pueda conducir a determinar la pendiente hidráulica, tal como huellas de arrastre, información oral respecto a niveles, perfil del agua en avenidas, etc.

e) Observación de secciones hidráulicas auxiliares.

Con objetito de conocer, en forma lo más real posible, el funcionamiento hidráulico del río o arroyo en estudio se procede a localizar, además de la sección hidráulica en el cruce, las secciones hidráulicas auxiliares. Dichas secciones se ubican aguas arriba y aguas abajo de la zona del cruce, donde se considere necesario; generalmente conviene tomarlas en tramos del río que tengan alineamiento sensiblemente recto, sección constante, y que el fondo carezca de rápidos o resaltos en dicho tramo.



TRABAJOS DE GABINETE

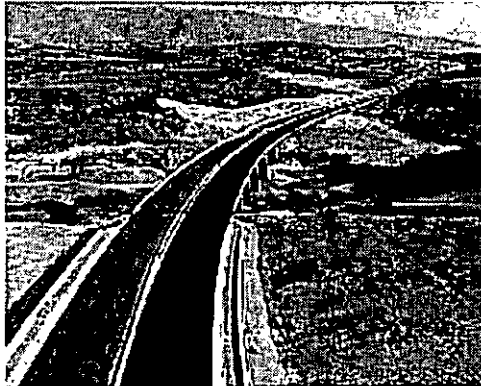
a) Cálculo en las libretas:

Consiste en calcular, a partir de los datos anotados en campo, las cotas: del perfil del eje del camino, del eje de la poligonal de apoyo, de la pendiente del cauce, de las secciones hidráulicas y de los monumentos de concreto, refiriendo estos al banco de arranque.

b) Dibujo de la sección transversal en el eje del camino.

Es la representación del terreno sobre el trazo del eje del camino. En este dibujo se indican datos de curvas horizontales y verticales, puntos clave del trazo, rumbo astronómico calculado, longitud de tangentes, bancos auxiliares monumentos de concreto, datos de estaciones cerradas, así como la elevación de los niveles del agua en el cauce (nivel de agua mínimo, nivel de aguas ordinario, y nivel máximo extraordinario asociado a un periodo de retorno).

Con el propósito de conocer con exactitud la selección del cruce, se realiza un perfil detallado que se construye a diferencia del anterior, a una escala mayor y sin deformar, es decir, con la misma escala horizontal y vertical. En este plano se ubica la localización de los sondeos, y sirve de base para el proyecto del puente.



c) Dibujo de la planta general y detallada.

Planta general. Es resultado del levantamiento elaborado en el campo con ayuda de la poligonal de apoyo. En la planta general se dibujan las curvas de nivel, cada metro, identificando claramente el trazo con cadenamiento a cada 20 m con los puntos principales; también se anotan las referencias necesarias, como los monumentos de concreto, etc; se indica además el rumbo astronómico y su relación con el rumbo magnético (ángulo que forman), la dirección del flujo y destinos del camino en estudio.

En caso de que el puente quede en curva se anotan todos datos referentes a ésta. Cuando el puente quede esviado, se incluyen el ángulo y las condiciones correspondientes.

Planta detallada generalmente, la escala que se utiliza en esta planta es de 1:500. Se realiza para conocer con exactitud la zona del cruce; las curvas de nivel se localizan cada medio metro, generalmente a una escala de 1:200, con se aprecia con mayor detalle la zona del cruce y el trazo en dicho lugar; igual que en la planta general, se incluyen datos y curvas tangentes, así como bancos de nivel.



Estos planos tienen, entre otras cosas, juzgar ciertos aspectos del funcionamiento hidráulico del río en avenidas, como son: parte más efectiva del cauce, dirección general de la corriente, zonas de simple inundación (por las que escurre sólo una parte mínima del gasto); si alguna margen está expuesta más o menos a ser erosionada, etc.

d) Dibujo de pendientes y secciones hidráulicas.

Se traza un perfil del fondo del arroyo, en el cual aparecen cedenamientos a partir del cruce (estación +000) hacia aguas abajo; indicándose con ejes las secciones auxiliares.

En el mismo dibujo del perfil se incluye el perfil medio de la superficie del agua en crecientes máximas extraordinarias (pendiente hidráulica), asociada a un cierto período de retorno, así como el perfil medio del fondo del río (pendiente geométrica).

Con los datos obtenidos del campo se dibujan secciones hidráulicas, divididas en tramos (generalmente separados en cauce principal) y tramos de diferente rugosidad; y además se incluye el NAME asociado a un cierto período de retorno para cada sección.

e) Informes complementarios.

Su propósito es servir de ayuda para elaborar el anteproyecto del puente. Estos informes son:

- e.1) Informe general.
- e.2) Informe para proyecto de puentes.
- e.3) Informe fotográfico.

e.1) Informe general.

En este informe se hace una descripción del río o arroyo en estudio, indicando el recorrido desde su nacimiento, qué arroyos se le unen, si son de importancia, etc. Se menciona también la existencia de obras hidráulicas que puedan regular la corriente, algunos datos de escurrimiento y precipitación, períodos ciclónicos, duración y temporadas de estiaje, así como una descripción del cauce.



e.2) Informe para proyecto del puente.

Está formado por los siguientes datos:

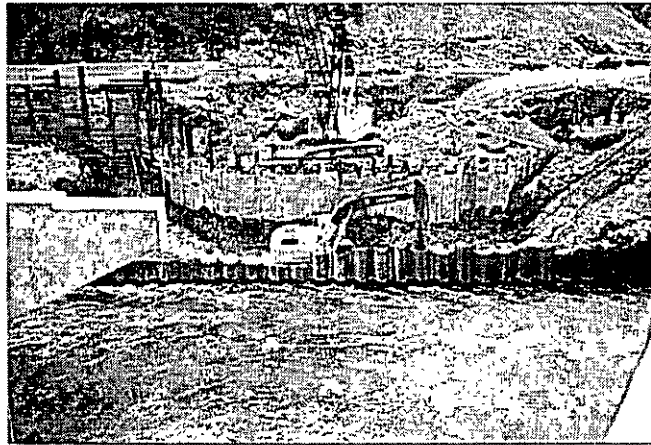
- De localización.
- Hidráulicos.
- Hidrológicos.

- De cimentación.
- De construcción
- De tránsito

Datos de localización. Se incluyen tramo, camino, kilometraje, origen, esviamiento, descripción y elevación del banco de nivel, y observaciones de quien realiza el informe.

Datos hidráulicos Se mencionan las elevaciones de los niveles de agua máximos, ordinarios y mínimos, así como las pendientes medias del fondo y de la superficie del agua; velocidad del agua; materiales de arrastre, frecuencia y duración de crecientes; cauce estable o divagante; existencia de absorción de socavación o depósito; posibles canalizaciones y posible afectación de propiedades vecinas, también la longitud del claro y espacio vertical libre necesario para permitir el paso de cuerpos flotantes, y si existen puentes cercanos; su funcionamiento general, y fecha de construcción.

Datos hidrológicos Corresponden a características de la cuenca, tales como área, pendiente, geología, permeabilidad media, etc. Se incluye información respecto a la pendiente media del cauce, distribución de la vegetación, región hidrológica a la que pertenece la cuenca, e información respecto a la existencia de estaciones hidrométricas cercanas.



Datos de cimentación. Se hace referencia a las características generales de los materiales que forman el fondo y los márgenes del cauce, así como la cantidad del agua en excavaciones, y métodos empleados en sondeos.

Datos de construcción. Dan a conocer el precio, calidad, lugar de abastecimiento, distancia y condiciones de acarreo de los materiales de construcción.

Datos de tránsito. Se menciona el ancho propuesto para la calzada del puente, tipos de vehículos y si se requieren banquetas para peatones.

e.3) Informe fotográfico

Consiste en una serie de fotografías de la zona del cruce y de las secciones hidráulicas auxiliares, que pueden servir de orientación al ingeniero proyectista al elegir los coeficientes de rugosidad para calcular de la velocidad del agua en las crecientes. Está formado por fotografías del cruce visto desde la margen izquierda y desde la margen derecha; panorámicas del cruce, visto desde la margen izquierda y derecha, panorámicas del cruce, visto aguas arriba y aguas abajo, y de panorámicas de las secciones hidráulicas auxiliares.



ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

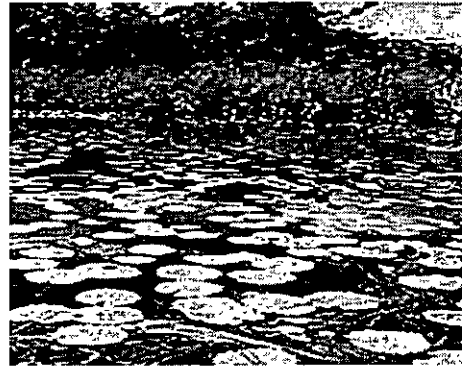
El estudio hidrológico para un puente tiene como finalidad conocer probables gastos que tendrán lugar en el cruce, su frecuencia, y específicamente determina del gasto de diseño, es decir, el gasto para el cual deberá garantizarse la ausencia de daños en el cruce, y las zonas de influencia aguas abajo y arriba.

Determinar el gasto de diseño tiene efectos directos en el costo del puente y en el de obras de protección, ya que para cada gasto se requerirá una estructura que proporcione características de elevación, longitud y resistencias adecuadas al gasto, así como obras de protección a la socavación, etc., acordes con los efectos que produzcan su paso.

Un gasto de diseño muy grande tendrá menos riesgos de falla; un gasto bajo implicará menores costos iniciales, pero un riesgo mayor a ser afectado por gastos más grandes, con los consecuentes costos de reparación y los derivados de la suspensión de la vialidad, y hasta quizá su reconstrucción. La alternativa de diseño para el peor evento por ocurrir es generalmente tan costosa, que se puede justificar sólo cuando las consecuencias de una falla son especialmente graves.

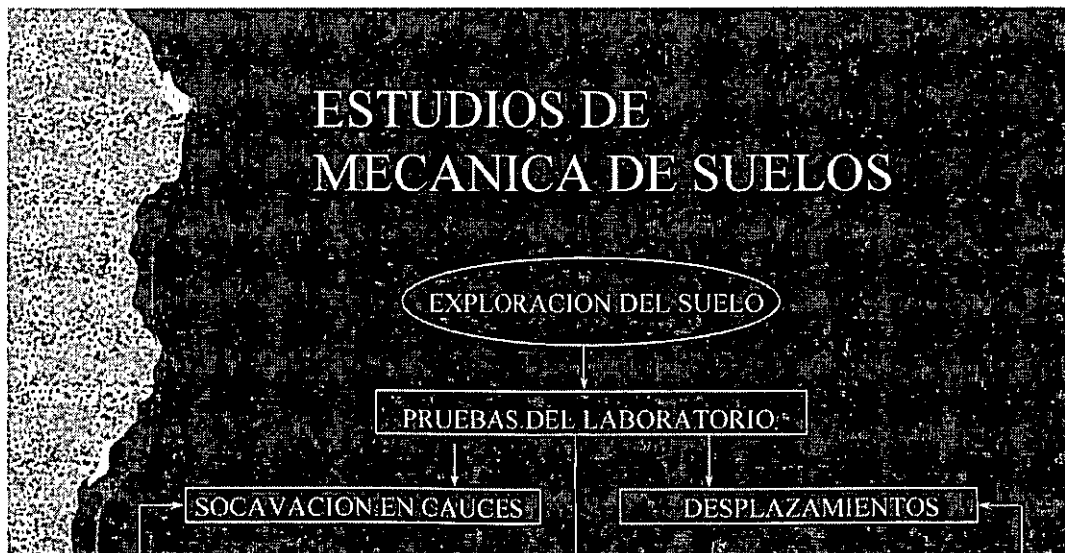
Dado que la planeación y el diseño se refieren a sucesos futuros no previsible tanto en recurrencia como en magnitud debe recurrirse al estudio de la probabilidad o frecuencia con la cual un determinado caudal o volumen de flujo, puede ser igualado o excedido.

De acuerdo con lo anterior, el ingeniero proyectista deberá determinar el riesgo que está dispuesto a correr si el gasto calculado y el diseño elegido, se exceden durante el tiempo en que el puente este en servicio; para el cual convendría buscar la relación entre riesgo y costo mas conveniente a las características del caso particular que se maneje.



ESTUDIOS HIDRAULICOS

Los estudios hidráulicos del río en la zona del cruce son muy importantes porque proporcionan los factores que influyen en las características del puente por proyectar. En general la altura y la longitud de un puente dependen del área hidráulica, tirante, etc., para permitir el paso de una avenida en el río. De estos estudios se deriva el diseño hidráulico que determina las dimensiones del puente para permitir el paso de los volúmenes de agua aportados por las lluvias, o como producto de la infiltración en el subsuelo, atendiendo a la eficiencia que se requiera en la eliminación de las aguas.



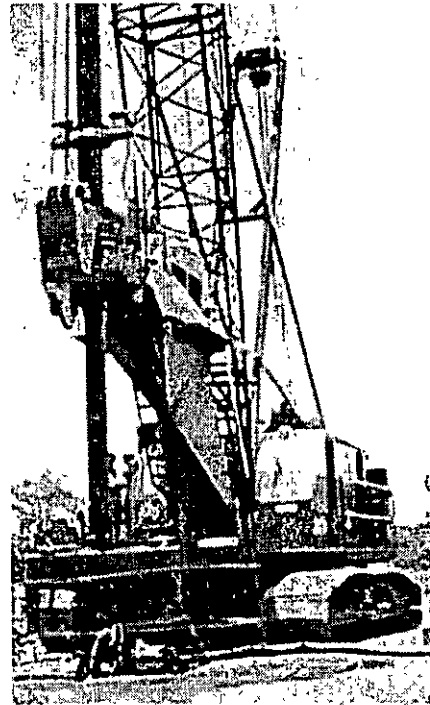
1.2 Geotécnicos

Tienen como finalidad proporcionar al ingeniero proyectista el conocimiento de las características y posible comportamiento del suelo, ante las solicitaciones a que estará sujeto durante la construcción y funcionamiento de una obra.

En el caso de puentes, se requiere dar respuestas a interrogantes como pueden ser, por una parte, la capacidad de carga y la magnitud de los asentamientos correspondientes a cada uno tipo de cimentación propuestas y, por otra, la socavación que ocasiona la avenida de diseño, lo que es necesario para determinar el nivel de desplante de los apoyos:

Para dilucidar las cuestiones planteadas, se necesita como primer paso, conocer las propiedades significativas del suelo, de ahí la necesidad de una serie de exploraciones, muestreos y pruebas de laboratorio. Posteriormente se requiere contar con el auxilio de las teorías para el cálculo de esfuerzos, deformaciones y socavación con el fin de estimar éstos en el suelo en estudio. Cabe mencionar que estas teorías consideran suelos ideales y que como excepción y no como regla, se presentan casos en que el suelo se aproxima a la idealización, dando posibilidad a realizar cálculos bajo bases matemáticas.

En todas las otras instancias, la investigación del suelo sólo informa al ingeniero proyectista respecto de las características generales de los materiales subyacentes, y de la posición de fuentes potenciales de peligro, por lo que su experiencia, criterio y capacidad para detectar y estimar los efectos de dichas fuentes, serán la base de un diseño racional y satisfactorio de la cimentación de la obra.



ESTUDIOS DE INGENIERÍA DE TRÁNSITO.

La ingeniería de tránsito, es la que se encarga de realizar todos los estudios referentes al tránsito transversal (vehicular) de los caminos y carreteras, y toma en cuenta el tipo de vehículos que circularán por esta vía; para el diseño y cálculo de los puentes es un factor primordial, ya que de esto dependerá el cálculo estructural, y por lo tanto, la funcionalidad y seguridad de este.

Como el camino debe de brindar el servicio al vehículo, se deben de conocer sus características, por otro lado, el volumen o número de vehículos que transitan por el camino o que transitarán por este inicialmente debe de compararse o estudiarse también a futuro. Para esto, debe de analizarse la disposición de los ejes o llantas, las cargas de los vehículos, el tránsito del carril de diseño, etc.

Aunque este estudio debe corresponde más a al estudio de la carretera en un principio, no esta de más hacer una revisión, así que esta información puede ser proporcionada por el departamento que se halla encargado del estudio del camino.

Por lo tanto, en la ingeniería de tránsito recae la responsabilidad de decidir la necesidad de construir ó no un camino. Para esto se ayudará de varios estudios, análisis y cálculos, que finalmente respaldarán y sustentarán la proyección de una nueva carretera, o bien la ampliación de un camino ya existente.

DEMANDA DE LAS VÍAS DE COMUNICACIÓN.

La demanda de las vías terrestres se origina por los resultados de aforo realizados en los caminos o carreteras ya existentes. Los aforos se realizan para determinar la composición y el volumen de tránsito en un sistema de carreteras, para evaluar índices de accidentes, para determinar el número de vehículos que viajan en cierta zona ó a través de ella, para clasificar estrangulamientos puntuales en el sistema y para determinar el nivel de servicio de la misma, por medio de estudios de origen y destino de los flujos de carga y pasajeros, de tiempo de recorrido y de capacidad vial, que permiten evaluar la planeación de rutas y determinación de proyectos geométricos que sirven como base en la clasificación de caminos, así como proyectar sistemas de control de tránsito, con la finalidad de elaborar programas de conservación que establezcan prioridades de construcción, y finalmente determinar el tránsito a futuro.

Los estudios de aforo deben de realizarse para cualquier tipo de camino que piense proyectarse, sin importar la situación de tránsito. Estos estudios cuentan con métodos diversos los cuales se adaptarán dependiendo de los análisis que se necesiten.

Los problemas de tránsito pueden ser resueltos por medio de los datos y análisis ordenados obtenidos y con la aplicación uniforme de dispositivos que prevengan, guíen y controlen al usuario por medio de la ingeniería de tránsito.

Los **análisis de volúmenes de tránsito y el número de accidentes**, se desarrollan con la finalidad de obtener y conocer el número de vehículos que pasan por un punto dado, estos estudios varían desde los muy amplios en un sistema de caminos, hasta recuentos en lugares específicos, tales como puentes, túneles o intersecciones.

En cuanto a los volúmenes de tránsito, se necesita estudiar los diferentes tramos de una carretera y como fuentes de los datos obtenidos son los estudios de **origen y destino**, cuyo objetivo primordial es conocer el movimiento de tránsito en cuanto a los puntos de partida y de termino de los viajes, adicionalmente se obtienen datos del comportamiento del tránsito en cuanto a su magnitud y composición. De la misma manera se obtienen informes de cada viaje, la ubicación del origen y destino, tiempo de viaje, uso de la tierra en el origen y destino, datos sobre las características socioeconómicas del viajero y de su familia.

En estos estudios se registran las rutas de los diferentes tipos de vehículos y los productos o pasajeros que transportan por cada sentido, la mayoría de los estudios de origen y destino, empiezan con la delineación de una zona específica para resumir los puntos de origen y destino del tránsito dentro de las áreas razonablemente pequeñas ya que el tamaño de la zona estará gobernado por el tamaño del área, densidad de población y propósito de estudio.

Es muy común que se utilicen las barreras naturales, tales como ríos, vías de ferrocarril, terrenos montañosos y otros obstáculos que impidan el movimiento libre y que presenten obstáculos al tránsito, para líneas divisorias en los análisis de volúmenes de tránsito.

El estudio es utilizado principalmente con propósito de planeación, particularmente en la localización, diseño y programación de caminos nuevos y transporte público.

Por otro lado, para poder evaluar el número de accidentes en un tramo, es importante identificar primero los lugares donde se presentan con mayor frecuencia; las causas principales de los accidentes se pueden originar por el pavimento resbaloso, nieve o niebla, conducir en estado de ebriedad, fallas en los frenos, exceso de velocidad, o bien, un inadecuado control de tránsito.

El análisis consiste en estudiar las causas que ocasionan los accidentes, siendo el propósito del estudio utilizar técnicas de la ingeniería, para la prevención de los mismos.

Se deben hacer también un conjunto de estudios denominados: **estudios de tiempo de recorrido**.

Estos se clasifican en dos formas, por el método de las placas, cuya función es determinar la velocidad promedio sobre toda la ruta, cuando la corriente de tránsito no incluya a gran número de vehículos que salgan del camino; y el otro método es el de vehículos de prueba, es aquel en el cual la ubicación y duración de cada demora, puede ser registrada y cronometrada.

Estos estudios de tiempo de recorrido cubren tramos largos y normalmente las variables determinadas, son la velocidad promedio y sus desviaciones. Los resultados pueden ser usados para distribución del tránsito o programas de mejoramiento.

Existe un pequeño estudio, pero que no es de menor importancia, este estudio es el de **capacidad vial**, el cual es esencial para un diseño lógico, económico y funcional de nuevas obras.

La capacidad es una medida de la efectividad de varias obras para servir al tránsito, es decir, es el número máximo de vehículos por unidad de tiempo que pueden ser manejados por un componente particular de un camino bajo las condiciones prevalecientes.

La capacidad de un camino se afecta por causas tanto internas como externas; las influencias externas son físicas, tales como, la anchura del carril, la distancia libre lateral, la anchura de los acotamientos, etc.; mientras que por otro lado, las internas se deben a variaciones en la demanda, composición del tránsito, porcentajes de entrecruzamiento o vueltas, etc.

Es necesario considerar que cualquier obra tiene su capacidad posible máxima; el máximo número de vehículos por hora que pueden ser alojados dentro de la que razonablemente puede esperarse, antes de que el nivel de servicio sea considerado inaceptable.

ASPECTOS IMPORTANTES DE LA INGENIERÍA DE TRÁNSITO.

Con la finalidad de que el camino brinde el mejor servicio al vehículo, se deben de conocer todas las características, como el volumen o número de vehículos que transitarán actualmente y a futuro, la disposición de los ejes o llantas, las cargas de los vehículos, el tránsito en el carril de diseño etc.

CARACTERÍSTICAS DEL TRÁNSITO.

- **TRÁNSITO DIARIO PROMEDIO ANUAL (T.D.P.A)**

Corresponde al número de vehículos que transitan por un camino en los dos sentidos, durante un año y entre los 365 días del año. Para determinar el tránsito de un camino por construir, es necesario hacer un conteo de los vehículos que actualmente hacen el viaje por el camino existente, a esta ocupación es la que se le denomina obtención del "Aforo".

- **TRÁNSITO INDUCIDO.**

Es aquel que ya tiene un itinerario fijo bien establecido, pero que al construir otro camino que sea más factible, más rápido, más cómodo y seguro, lo modifica o bien lo sustituye por el nuevo camino.

- **TRÁNSITO GENERADO.**

Es aquel que se crea debido al crecimiento o desarrollo de la región por donde pasa el camino, se puede estimar determinando el área potencialmente productiva y calculando el número de camiones necesarios para extraer la producción agrícola ganadera e industrial. Este es complementado con estudios de origen y destino.

TRÁNSITO EN EL CARRIL DE DISEÑO.

El tránsito en el carril de diseño, depende del número de carriles con que cuenta el camino. En caminos de dos carriles, se emplea del 60 al 65% del T.D.P.A; en caminos de cuatro carriles el 50%; y en caminos de seis carriles el 40% del T.D.P.A.

La composición del tránsito en el carril de diseño varía de acuerdo al tipo de vehículos y a las cargas a las que el camino se verá forzado a soportar.

Al menos deberán existir tres categorías de vehículos, los ligeros de menos de tres toneladas, los autobuses, y los camiones pesados de más de tres toneladas.

2. METODOLOGIA PARA LA ELECCION DEL TIPO DE UN PUENTE.

1.5hrs

Objetivo: Conocer los aspectos relevantes en la elección más conveniente del cruce en un río o obstáculo que genera la necesidad de elaborar un puente.

- 2.1 Intervención del proyecto geométrico. Se definen los aspectos relevantes por considerar en las carreteras que intervienen en la selección del tipo de puente.
- 2.2 Clasificación de los tipos de puentes. Se identifican los factores principales que componen los diferentes tipos de puentes más comunes en México.
- 2.3 Nomenclatura de las partes que constituyen un puente.
- 2.4 Proyectos tipo. Adaptación de los proyectos tipo en el diseño de un cruce determinado.

2.1. Antecedentes del Asfalto

ANTECEDENTES

DESCRIPCIÓN GENERAL

Los pavimentos asfálticos están compuestos de dos materiales: asfalto y agregado (piedra). Hay muchos tipos de asfalto y muchos tipos de agregado. En consecuencia, es posible construir diferentes tipos de pavimentos asfálticos. Los tipos más comunes de pavimentos asfálticos son (ver definiciones en Apéndice B)

- Concreto asfáltico (mezcla asfáltica en caliente con granulometría densa)
- Capa asfáltica de fricción con granulometría abierta
- Mezcla asfáltica de arena
- Mezcla asfáltica de poco espesor
- Mezclas con asfaltos emulsificados (mezclas en fijo)

El pavimento de concreto asfáltico es el pavimento asfáltico de mejor calidad. Está compuesto de agregado bien gradado y cemento asfáltico, los cuales son calentados y mezclados en proporciones exactas en una planta de mezclado en caliente. Después de que las partículas de agregado son revestidas uniformemente, la mezcla en caliente se lleva al lugar de la construcción, en donde el equipo asfaltador la coloca sobre la base que ha sido previamente preparada. Antes de que la mezcla se enfríe, las compactadoras proceden a compactarla para lograr la densidad especificada.

Existen otros tipos de pavimentos que se producen y colocan en forma similar. Los pavimentos con mezclas en frío utilizan asfaltos emulsificados o asfaltos diluidos (asfaltos cortados); requieren muy poco, o ningún, calentamiento de materiales y con frecuencia pueden ser producidos en el lugar de construcción sin necesidad de una planta central. En este manual únicamente se discute el concreto asfáltico (mezcla asfáltica en caliente con gradación densa).

RESPONSABILIDADES DEL INSPECTOR

El inspector no es responsable por seleccionar los materiales que van a ser usados en el pavimento. Ese es el trabajo del contratista y el diseñador del pavimento. Sin embargo, el inspector es responsable, a la larga, por la forma en que se manejen, almacenen, muestreen, mezclen, trasladen, coloquen, y compacten los materiales. Puede que tenga que verificar cosas como el origen, clasificación, tipos, temperaturas, y contenidos de humedad de los materiales. Además, el inspector deberá estar preparado para revisar e interpretar datos del diseño de la mezcla, resultados de ensayos de laboratorio, y especificaciones. También, cuando sea necesario, deberá ejecutar muestreos y pruebas in-situ.

El inspector no podrá desempeñar su trabajo si no conoce como trabajan los materiales que conforman el pavimento asfáltico; en particular las características de los materiales y su papel en el rendimiento del pavimento. También debe comprender que el manejo inadecuado de los materiales puede llegar a afectar desfavorablemente las propiedades, y a largo plazo, el comportamiento del

GUÍA DE INSTRUCCIÓN

pavimento terminado. Esta información le dará al inspector la confianza necesaria para tomar diariamente las decisiones apropiadas, y a la vez; eliminará su papel de adivinador en el trabajo, garantizando así un buen control de calidad.

La inspección y el control de materiales requiere de una documentación buena y completa. Los hechos, figuras, fechas, nombres, lugares, y condiciones son elementos importantes en el registro diario de información. La experiencia ha enseñado a los inspectores veteranos, a través de los años, que un trozo de información que puede no parecer importante en el momento de registrarse; quizás puede llegar, más tarde, a ser muy valioso en el momento de analizar un problema grave.

Cada agencia tiene formularios específicos para la documentación. Adicionalmente, el inspector debe llevar registros de sus observaciones en un libro de obra. El inspector hace la función de ojos y oídos de la agencia o el dueño del proyecto.

ASFALTO

El asfalto es un material negro, cementante, que varía ampliamente en consistencia, entre sólido y semisólido (sólido blando), a temperaturas ambientales normales. Cuando se calienta lo suficiente, el asfalto se ablanda y se vuelve líquido, lo cual le permite cubrir las partículas de agregado durante la producción de mezcla en caliente.

Casi todo el asfalto usado en los Estados Unidos es producido por refinerías modernas de petróleo y es llamado asfalto de petróleo. El grado de control permitido por los equipos modernos de refinería permite la producción de asfaltos con características distintas, que se prestan para usos específicos. Como resultado, se producen asfaltos para pavimentación, techado y otros usos especiales.

El asfalto usado en pavimentación, generalmente llamado cemento asfáltico, es un material viscoso (espeso) y pegajoso. Se adhiere fácilmente a las partículas de agregado y, por lo tanto, es un excelente cemento para unir partículas de agregado en un pavimento de mezcla en caliente. El cemento asfáltico es un excelente material impermeabilizante y no es afectado por los ácidos, los álcalis (bases) o las sales. Esto significa que un pavimento de concreto asfáltico construido adecuadamente es impermeable y resistente a muchos tipos de daño químico.

El asfalto cambia cuando es calentado y/o envejecido. Tiende a volverse duro y frágil y también a perder parte de su capacidad de adherirse a las partículas de agregado. Estos cambios pueden ser minimizados si se comprenden las propiedades del asfalto, y si se toman medidas, durante la construcción, para garantizar que el pavimento terminado sea construido de tal manera que pueda retardarse el proceso de envejecimiento.

ORIGEN Y NATURALEZA DEL ASFALTO

A veces hay confusión acerca del origen del asfalto, de cómo es refinado, y cómo se clasifica en sus diferentes grados. Esto se debe a que el asfalto es usado para muchos propósitos. Existe una confusión similar respecto a ciertos términos relacionados con las propiedades del asfalto. El propósito de esta sección es el de discutir, en suficiente detalle, el origen y naturaleza del asfalto de pavimentación, para poder transmitir un entendimiento claro de los conceptos fundamentales. En el Apéndice B de este manual puede encontrarse un glosario de términos comunes relacionados con el asfalto.

REFINACIÓN DE PETRÓLEO

El crudo de petróleo es refinado por destilación. Este es un proceso en el cual las diferentes fracciones (productos) son separadas fuera del crudo por medio de un aumento, en etapas, de la temperatura. Como puede verse en la Figura 2.1, las diferentes fracciones se separan a diferentes temperaturas.

Las fracciones livianas se separan por destilación simple. Los destilados mas pesados, usualmente llamados gasóleos, pueden ser separados solamente mediante una combinación de calor y vacío. Como se indica en la Figura 2.1, el asfalto puede ser producido usando destilación por vacío a una temperatura aproximada de 480°C (900°F). Esta temperatura puede variar un poco, dependiendo del crudo de petróleo que se este refinando, o del grado de asfalto que se este produciendo.

La Figura 2.2 es una ilustración esquemática de una refinería típica. La figura muestra el flujo de petróleo durante el proceso de refinación.

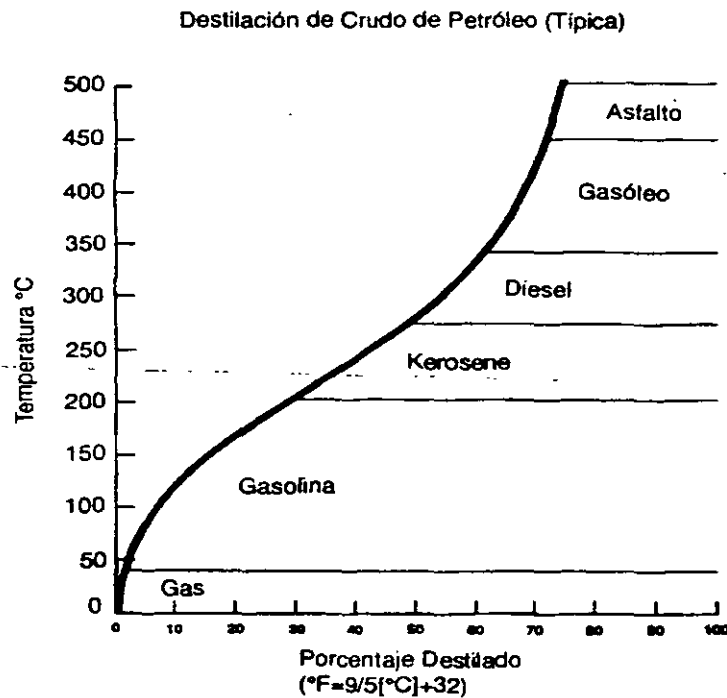


FIGURA 2.1 - Productos y Temperaturas Típicas de Destilación.

Pozo de Petróleo

DIAGRAMA DE FLUJO PARA ASFALTO DE PETROLEO

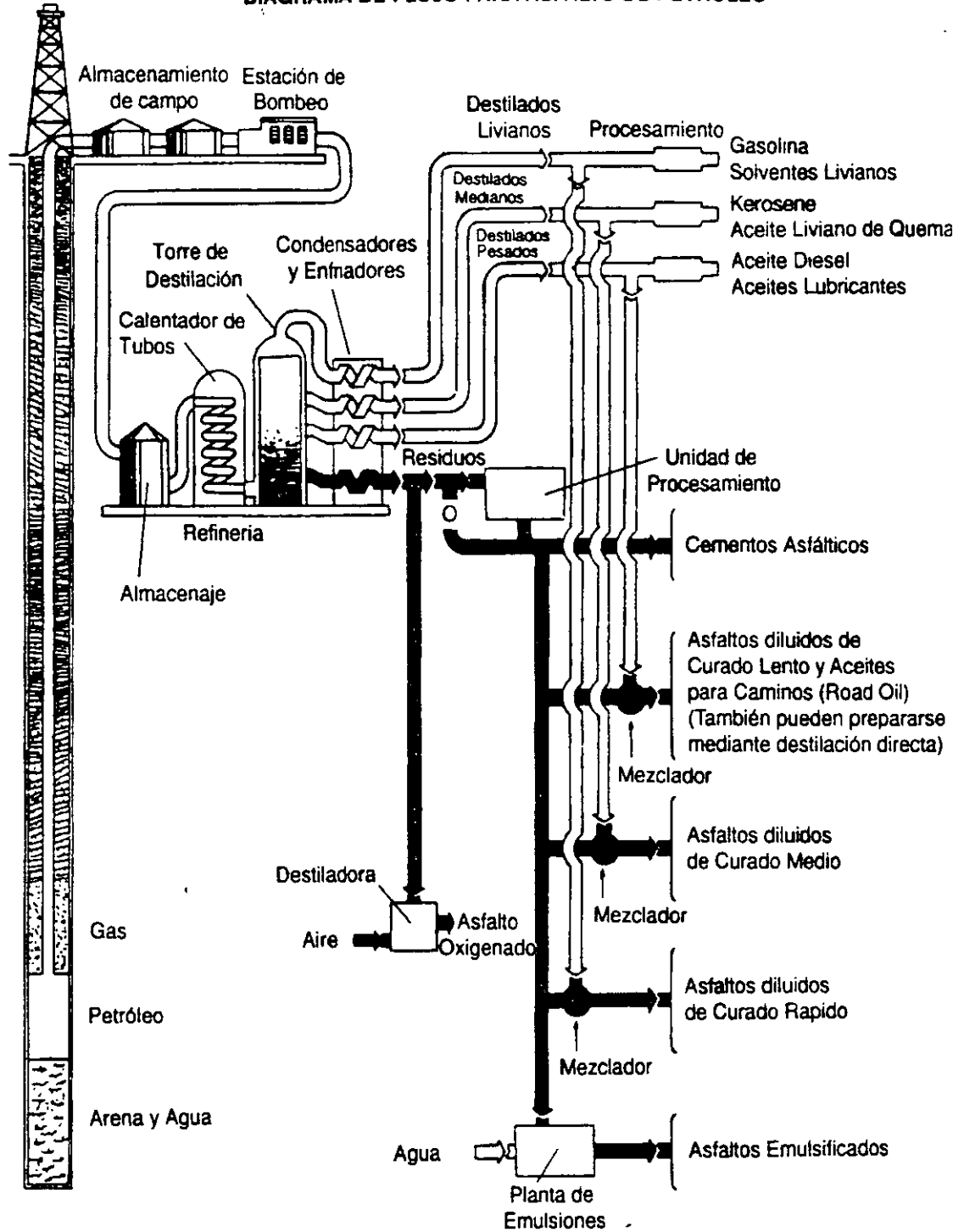


FIGURA 2.2 - Proceso Típico de Refinación.

REFINACIÓN DE ASFALTO:

Diferentes usos requieren diferentes tipos de asfalto. Los refinadores de crudo deben tener maneras de controlar las propiedades de los asfaltos que producen, para que estos cumplan ciertos requisitos. Esto se logra, usualmente, mezclando varios tipos de crudos de petróleo antes de procesarlos. El hecho de poder mezclar permite al refinador combinar crudos que contienen asfaltos de características variables, para que el producto final posea exactamente las características solicitadas por el usuario.

Existen dos procesos por los cuales puede ser producido un asfalto, después de que se han combinado los crudos de petróleo: destilación por vacío y extracción con solventes. Como se discutió anteriormente, la destilación por vacío consiste en separar el asfalto del crudo mediante la aplicación de calor y vacío. En el proceso de extracción con solvente, se remueven mas gasóleos del crudo, dejando así un asfalto residual.

Una vez que los asfaltos han sido procesados, estos pueden ser mezclados entre si, en ciertas proporciones, para producir grados intermedios de asfalto. Es así como un asfalto muy viscoso y uno menos viscoso pueden ser combinados para producir un asfalto de viscosidad intermedia.

En resumen, para producir asfaltos con características específicas, se usa el crudo de petróleo o mezclas de crudos de petróleo. El asfalto es separado de las otras fracciones del crudo por medio de destilación por vacío o extracción con solventes.

CLASIFICACIÓN, PROPIEDADES FÍSICAS Y QUÍMICAS DEL ASFALTO

Clasificación y Grados del Asfalto: Los asfaltos de pavimentación pueden clasificarse bajo tres tipos generales:

- Cemento asfáltico;
- Asfalto diluido (o cortado); y
- Asfalto emulsificado

Cada tipo esta definido en el Apéndice B. Los asfaltos diluidos y los emulsificados son usados, casi por completo, en mezclas en frío y en riegos, y no se discutirán más en esta sección.

Los cementos asfálticos se clasifican bajo tres sistemas diferentes. Ellos son: viscosidad, viscosidad después de envejecimiento, y penetración. Cada sistema abarca diferentes grados, cada uno con diferentes rangos de consistencia.

El sistema más usado en los Estados Unidos esta basado en la viscosidad del asfalto. La Figura 2.3 muestra el sistema en forma de tablas. Algunas de las agencias, hoy día, han modificado los parámetros del sistema para poder cumplir con necesidades específicas. El inspector debe usar, como referencia, las especificaciones asfálticas de su propia agencia.

En el sistema de viscosidad, el poise (ver definición en Apéndice B) es la unidad normal de medida para viscosidad absoluta. Refiriéndose a la Figura 2.3. Observe que cuanto más alto es el número de poises. Más viscoso es el asfalto. El AC-2.5 (cemento asfáltico con una viscosidad de 250 poises a 60°C o 140°F) es conocido como un asfalto "blando". El AC-40 (cemento asfáltico con una viscosidad de 4000 poises a 60°C o 140°F) es conocido como un asfalto "duro".

**REQUISITOS PARA CEMENTO ASFALTICO CLASIFICADO POR VISCOSIDAD A 60° C
(Clasificación basada en asfalto original)**

PRUEBA	GRADO DE VISCOSIDAD					
	AC-2.5	AC-5	AC-10	AC-20	AC-30	AC-40
Viscosidad, 60° C, poises	250±50	500±100	1000±200	2000±400	3000±600	4000±800
Viscosidad, 135° C, Cs-mínimo	125	175	250	300	350	400
Penetración, 25° C, 100 g., 5 segundos-mínimo	220	140	80	60	50	40
Punto inflamador, Cleveland, ° C(°F)-mínimo	163(325)	177(350)	219(425)	232(450)	232(450)	232(450)
Solubilidad en tricloroetileno, por ciento-mínimo	99.0	99.0	99.0	99.0	99.0	99.0
Pruebas sobre el residuo del ensayo TFO:						
Perdida por calentamiento, porcentaje-máximo (opcional) ²		1.0	0.5	0.5	0.5	0.5
Viscosidad, 60° C, poises-máximo	1000	2000	4000	8000	12000	16000
Ductilidad, 25° C, 5 cm por minuto, cm-mínimo	100 ¹	100	75	50	40	25
Prueba de mancha (cuando y como se especifique) ² con:						
Solvente normal de nafta	Negativo para todos los grados					
Solvente de nafta-xileno, % xileno	Negativo para todos los grados					
Solvente de heptano-xileno, % xileno	Negativo para todos los grados					

¹ Si la ductilidad es menor que 100, el material será aceptado si la ductilidad a 15.6° C tiene un valor/mínimo de 100.

² El uso de la prueba de mancha es opcional. El ingeniero deberá especificar el tipo de solvente usado cuando se va a usar la prueba. En el caso de los solventes de xileno, deberá especificar el porcentaje de xileno a ser usado.

³ El uso del requisito de pérdida por calentamiento es opcional.

FIGURA 2.3 - Requisitos para Cemento Asfáltico Graduado por Viscosidad (AASHTO M 226).

Varios estados del Oeste, en Estados Unidos, clasifican el asfalto de acuerdo a su viscosidad después de envejecido. La idea es identificar cuales serán las características de viscosidad después de que se ha colocado el asfalto en el pavimento. Para poder simular el envejecimiento que ocurre en la planta asfáltica durante el mezclado, el asfalto debe ser ensayado en el laboratorio utilizando un ensayo patrón de envejecimiento. El residuo asfáltico que queda después del envejecimiento es clasificado, posteriormente, de acuerdo a su viscosidad. Una vez más, la unidad normal de medida es el poise. La Figura 2.4 identifica los posibles grados bajo este sistema.

En la Figura 2.4, la abreviación "AR" corresponde a "Residuo Envejecido." Obsérvese que el AR- 10 (viscosidad de 1000 poises) se conoce como un asfalto "blando", mientras que el AR 160 (viscosidad de 16000 poises) se conoce como un asfalto "duro".

El tercer método usado para clasificar asfaltos es el de penetración. La Figura 2.5 muestra como se efectúa el ensayo de penetración. Una aguja normal se deja penetrar dentro de la muestra de asfalto bajo una carga dada. La distancia que la aguja penetra en la muestra en un tiempo determinado es medida en décimas de milímetro (0.1 mm). Un grado 200-300 indica que la aguja penetró en la muestra, bajo condiciones específicas, de 200 a 300 décimas de milímetro. Esto es indicación de un asfalto "blando". Un grado 40-50, por otro lado, es indicación de un asfalto "duro" en el cual la aguja fue capaz de penetrar solamente de 40 a 50 décimas de milímetro. La Figura 2.6 muestra los distintos grados incluidos bajo este sistema.

REQUISITOS PARA CEMENTO ASFALTICO CLASIFICADO POR VISCOSIDAD A 60° C
(Clasificación basada en el residuo del ensayo de RTFO)

PRUEBAS SOBRE EL RESIDUO DEL ENSAYO DE LA NORMA AASHTO T 240 ¹	GRADO DE VISCOSIDAD				
	AR-10	AR-20	AR-40	AR-80	AR-180
Viscosidad, 60° C, poises	1000 ± 250	2000 ± 500	4000 ± 1000	8000 ± 2000	16000 ± 4000
Viscosidad, 135° C, Ca-mínimo	140	200	275	400	550
Penetración, 25° C, 100 g., 5 segundos-mínimo	65	40	25	20	20
Porcentaje de Pen original, 25° C-mínimo	—	40	45	50	52
Ductilidad, 25° C, 5 cm por minuto, cm-mínimo	100 ²	100 ²	75	60	52
PRUEBAS SOBRE EL ASFALTO ORIGINAL					
Punto Inflamador, Cleveland, ° C (°F)-mínimo	205 (400)	219 (425)	227 (440)	232 (450)	238 (460)
Solubilidad en tricloroetileno, por ciento-mínimo	99.0	99.0	99.0	99.0	99.0

¹ AASHTO T 179 (TFO) puede ser usado, pero AASHTO T 240 deberá ser el método de referencia.

² Si la ductilidad es menor que 100, el material será aceptado si la ductilidad a 15.6° C tiene un valor/mínimo de 100.

FIGURA 2.4 - Requisitos para Cemento Asfáltico Graduado por la Viscosidad del Residuo de la Prueba de Película Delgada en Horno Rotatorio (AASHTO M 226).

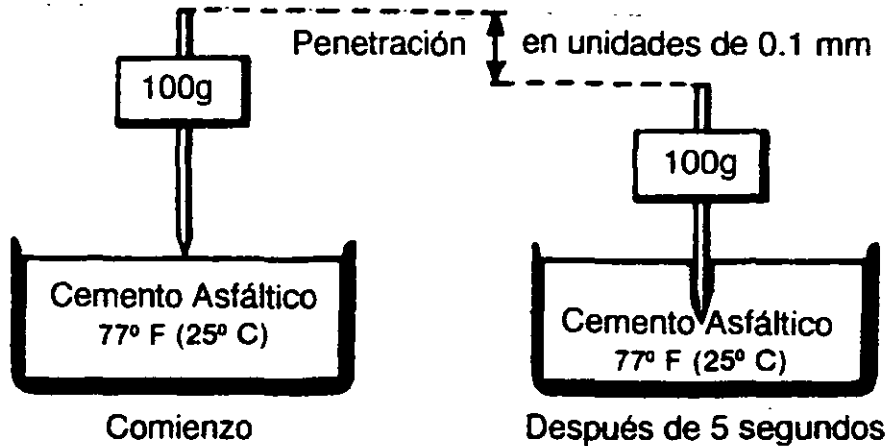


FIGURA 2.5 - Diagrama de la Prueba de Penetración.

**REQUISITOS PARA UNA ESPECIFICACION PARA CEMENTO ASFALTICO
AASHTO M 20**

	Grado de Penetracion									
	40-50		60-70		85-100		120-150		200-300	
	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
Penetracion a 25° C, 100 g., 5 segundos.....	40	50	60	70	85	100	120	150	200	300
Punto Inflamador, Ensayo Cleveland, ° C	450	450	450	425	350
Ductilidad a 25° C, 5 cm. por min, cm.	100	100	100	100
Solubilidad en trichloroetileno, por ciento	99	99	99	99	99
TFO, 3.2 mm, 163° C, 5 horas	0.8	0.8	1.0	1.3	1.5
Perdida por calentamiento, por ciento	0.8	0.8	1.0	1.3	1.5
Penetracion del residuo, porcentaje del original	58	54	50	46	40
Ductilidad del residuo a 25° C, 5 cm, por min, cm.....	50	75	100	100
Prueba del Mancha (cuando y como se especifique) (ver nota) con: Solvente normal de nafta Solvente de nafta-xileno, % xileno Solvente de heptano-xileno, % xileno	Negativo para todos los grados Negativo para todos los grados Negativo para todos los grados									

NOTA: El uso de la prueba de mancha es opcional. El ingeniero debera especificar el tipo de solvente cuando se va a usar la prueba, y en el caso de los solventes de xileno, debera especificar el porcentaje de xileno a ser usado.

FIGURA 2.6 - Sistema de Clasificación por Penetración (AASHTO M 20).

Las tablas muestran, en los tres sistemas, propiedades que van más allá de viscosidad y penetración - propiedades como ductilidad, punto de inflamación, etcétera. Estas propiedades, y los ensayos correspondientes, serán discutidos mas adelante en esta sección.

PROPIEDADES QUÍMICAS DEL ASFALTO

El asfalto tiene propiedades químicas únicas que lo hacen muy versátil como material de construcción de carreteras. Los técnicos de asfalto y los diseñadores de pavimentos han aprendido a identificar y caracterizan estas propiedades y a usarlas, dentro de la estructura del pavimento, en la forma mas ventajosa posible. Una breve introducción de las propiedades más importantes ayudará al inspector a entender la naturaleza de los pavimentos de mezclas en caliente.

Debe observarse que ninguna de las tablas que describen los tres sistemas de clasificación de asfaltos mencionan composición química. Esto puede parecer sorprendente, debido a que la composición química es ciertamente uno de los medios usados, más precisos, para identificar las propiedades de cualquier sustancia. Sin embargo, existen varias razones por las cuales la química no ha llegado a ser parte de los sistemas de clasificación:

- En la actualidad no hay una prueba normal para composición química de asfaltos que sea aceptada mutuamente por los vendedores, los compradores y los usuarios del material.

- Los ensayos existentes para analizar composición química requieren de equipos sofisticados y pericia técnica que no está disponible en la mayoría de los laboratorios donde se hacen pruebas de asfaltos.
- La relación entre la composición química del cemento asfáltico y su comportamiento en la estructura del pavimento es todavía incierta. Respecto a esto todavía hay muchas preguntas sin contestar.

De todas maneras, una breve descripción de la química del asfalto ayudará a que el inspector entienda la naturaleza del material.

Básicamente, el asfalto está compuesto por varios hidrocarburos (combinaciones moleculares de hidrógeno y carbono) y algunas trazas de azufre, oxígeno, nitrógeno y otros elementos. El asfalto, cuando es disuelto en un solvente como el heptano, puede separarse en dos partes principales: asfaltenos y maltenos.

Los asfaltenos no se disuelven en el heptano. Los asfaltenos, una vez separados de los maltenos, son usualmente de color negro o pardo oscuro y se parecen al polvo grueso de grafito. Los asfaltenos le dan al asfalto su color y dureza.

Los maltenos se disuelven en el heptano. Son líquidos viscosos compuestos de resinas y aceites. Las resinas son, por lo general, líquidos pesados de color ámbar o pardo oscuro, mientras que los aceites son de color más claro. Las resinas proporcionan las cualidades adhesivas (pegajosidad) en el asfalto, mientras que los aceites actúan como un medio de transporte para los asfaltenos y las resinas. La proporción de asfaltenos y maltenos en el asfalto puede variar debido a un sinnúmero de factores; incluyendo altas temperaturas, exposición a la luz y al oxígeno, tipo de agregado usado en la mezcla del pavimento, y espesor de la película de asfalto en las partículas de agregado. Las reacciones y cambios que pueden ocurrir incluyen: evaporación de los compuestos más volátiles, oxidación (combinación de moléculas de hidrocarburo con moléculas de oxígeno), polimerización (combinación de dos o más moléculas para formar una sola molécula más pesada), y otros cambios químicos que pueden afectar considerablemente las propiedades del asfalto. Las resinas se convierten gradualmente en asfaltenos, durante estas reacciones, y los aceites se convierten en resinas, ocasionando así un aumento en la viscosidad del asfalto. Este aumento de viscosidad con el envejecimiento es ilustrado en la Figura 2.9 en donde se indica el cambio en viscosidad después de una prueba normal de envejecimiento.

PROPIEDADES FÍSICAS DEL ASFALTO

Las propiedades físicas del asfalto, de mayor importancia para el diseño, construcción, y mantenimiento de carreteras son: durabilidad, adhesión, susceptibilidad a la temperatura, envejecimiento y endurecimiento.

• Durabilidad

Durabilidad es la medida de que tanto puede retener un asfalto sus características originales cuando es expuesto a procesos normales de degradación y envejecimiento. Es una propiedad juzgada principalmente a través del comportamiento del pavimento, y por consiguiente es difícil de definir solamente en términos de las propiedades del asfalto. Esto se debe a que el comportamiento del pavimento está afectado por el diseño de la mezcla, las características del agregado,

la mano de obra en la construcción, y otras variables, que incluyen la misma durabilidad del asfalto.

Sin embargo, existen pruebas rutinarias usadas para evaluar la durabilidad del asfalto. Estas son la Prueba de Película Delgada en Horno (TFO) y la Prueba de Película Delgada en Horno Rotatorio (RTFO). Ambas incluyen el calentamiento de películas delgadas de asfalto, y serán discutidas más adelante en esta sección.

- **Adhesión y Cohesión**

Adhesión es la capacidad del asfalto para adherirse al agregado en la mezcla de pavimentación. Cohesión es la capacidad del asfalto de mantener firmemente, en su puesto, las partículas de agregado en el pavimento terminado.

El ensayo de ductilidad no mide directamente la adhesión o la cohesión; más bien, examina una propiedad del asfalto considerada por alguna como relacionada con la adhesión y la cohesión. En consecuencia, el ensayo es del tipo "califica-no califica", y solo puede indicar si la muestra es, o no, lo suficiente dúctil para cumplir con los requisitos mínimos.

- **Susceptibilidad a la Temperatura**

Todos los asfaltos son termoplásticos; esto es, se vuelven más duros (más viscosos) a medida que su temperatura disminuye, y más blandos (menos viscosos) a medida que su temperatura aumenta. Esta característica se conoce como susceptibilidad a la temperatura, y es una de las propiedades más valiosas en un asfalto. La susceptibilidad a la temperatura varía entre asfaltos de petróleos de diferente origen, aún si los asfaltos tienen el mismo grado de consistencia.

La Figura 2.7 ilustra este punto. La figura muestra la susceptibilidad a la temperatura de dos asfaltos (Asfalto A y Asfalto B) que tienen el mismo grado de penetración pero que provienen de crudos de diferente origen. Obsérvese que a 25°C (77°F) la viscosidad de los dos asfaltos es la misma. Sin embargo, a cualquier otra temperatura las viscosidades son diferentes. Esto se debe a que los dos asfaltos tienen diferente susceptibilidad a la temperatura.

Lo mismo puede ocurrir con dos asfaltos con el mismo grado de viscosidad pero provenientes de crudos de diferente origen. La Figura 2.8, por ejemplo, muestra que el Asfalto C y el Asfalto D tienen la misma viscosidad a una temperatura de 60°C (140°F). Sin embargo, a cualquier otra temperatura las viscosidades son diferentes. La conclusión es que, sin importar el sistema de clasificación utilizado, puede haber asfaltos derivados de crudos diferentes con diferente susceptibilidad a la temperatura.

Es muy importante conocer la susceptibilidad a la temperatura del asfalto que va a ser utilizado pues ella indica la temperatura adecuada a la cual se debe mezclar el asfalto con el agregado, y la temperatura a la cual se debe compactar la mezcla sobre la base de la carretera. Puede observarse, en referencia a la Figura 2.7, que a temperaturas mayores de 25°C (77°F), las cuales abarcan todas las temperaturas de construcción, el Asfalto A es menos viscoso (más fluido) que el Asfalto B. Como resultado, la temperatura necesaria para que el Asfalto A sea lo suficiente fluido y pueda cubrir apropiadamente las partículas de agregado en la mezcla es menor que la temperatura necesaria para obtener los mismos resultados con el Asfalto B. Lo mismo ocurre con las temperaturas de compactación. Puede ser necesario compactar una mezcla con el Asfalto A usando una temperatura menor que la requerida por una mezcla que contiene el Asfalto B.

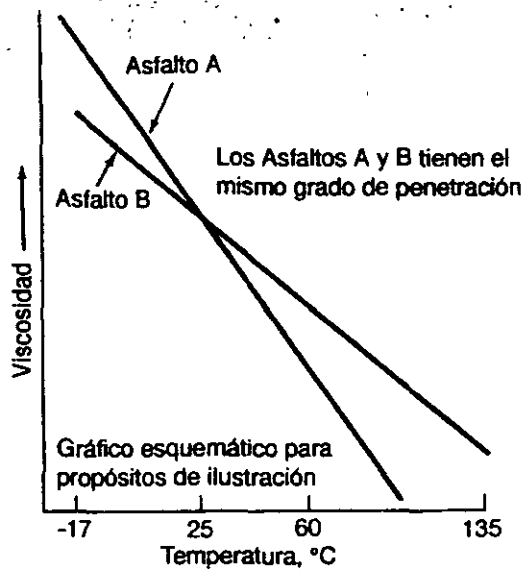
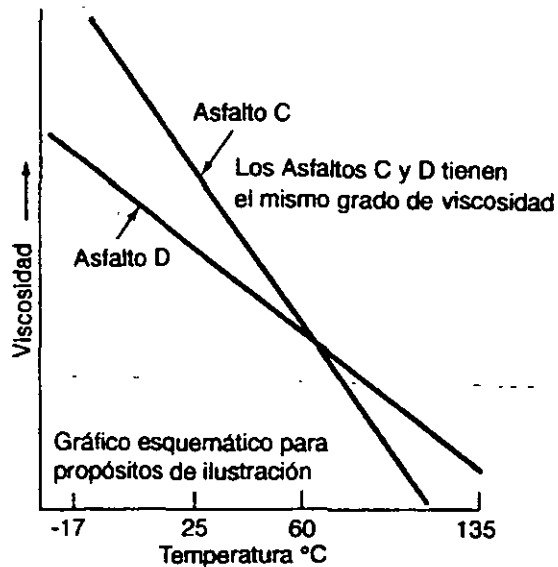


FIGURA 2.7 - Variación de Viscosidad con Temperatura de Dos Asfaltos Graduados por Penetración.
 $(^{\circ}\text{F} = 9/5[^{\circ}\text{C}] + 32)$

FIGURA 2.8 - Variación de Viscosidad con Temperatura de Dos Asfaltos Graduados por Viscosidad.
 $(^{\circ}\text{F} = 9/5[^{\circ}\text{C}] + 32)$



Debe entenderse que es de vital importancia que un asfalto sea susceptible a la temperatura. Debe tener suficiente fluidez a altas temperaturas para que pueda cubrir las partículas de agregado durante el mezclado, y así permitir que estas partículas se desplacen unas respecto a otras durante la compactación. Luego deberá volverse lo suficiente viscoso, a temperaturas ambientales normales, para mantener unidas las partículas de agregado.

- **Endurecimiento y Envejecimiento**

Los asfaltos tienden a endurecerse en la mezcla asfáltica durante la construcción, y también en el pavimento terminado. Este endurecimiento es causado principalmente por el proceso de oxidación (el asfalto combinándose con el oxígeno), el cual ocurre más fácilmente a altas temperaturas (como las temperaturas de construcción) y en

películas delgadas de asfalto (como la película que cubre las partículas de agregado).

El asfalto se encuentra a altas temperaturas y en películas delgadas mientras esta revistiendo las partículas de agregado durante el mezclado. Esto hace que la oxidación y el endurecimiento más severo ocurran en esta etapa de mezclado. La Figura 2.9 muestra el aumento en viscosidad debido al calentamiento de una película delgada de asfalto. El margen de viscosidad del material original (antes de la Prueba de Película Delgada en Horno Rotatorio - RTFO) es mucho menor que el margen obtenido después del calentamiento.

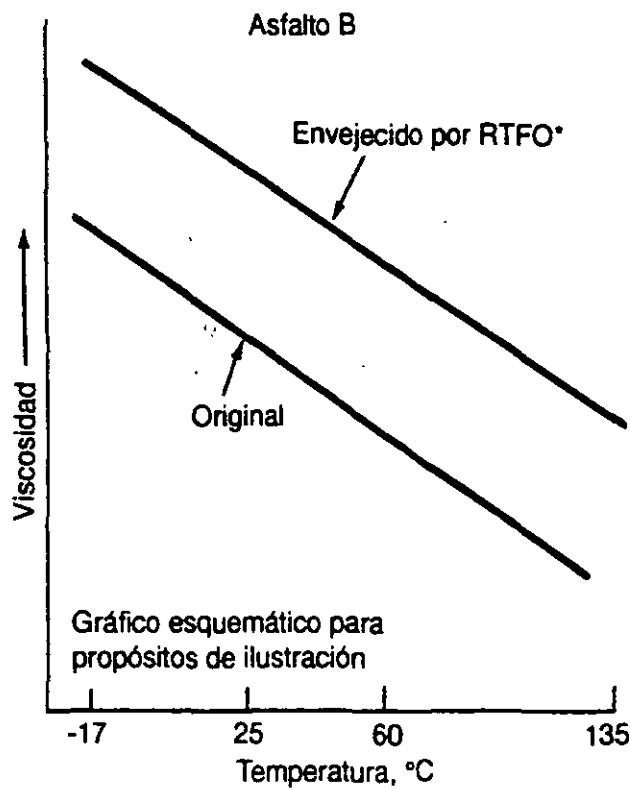


FIGURA 2.9 - Endurecimiento de Asfalto después de haber sido Expuesto a Temperaturas Altas. ($^{\circ}\text{F}=9/5[^{\circ}\text{C}]+32$)

*RTFO—Prueba de Película Delgada en Horno Rotatorio; utilizada para simular la exposición de asfalto en el amasadero.

No todos los asfaltos se endurecen a la misma velocidad cuando son calentados en películas delgadas. Por lo tanto, cada asfalto debe ser ensayado por separado para poder determinar sus características de envejecimiento, y así poder ajustar las técnicas constructivas para minimizar el endurecimiento. Estos ajustes incluyen mezclar el asfalto con el agregado a la temperatura más baja posible, y durante el tiempo mas corto que pueda obtenerse en la práctica.

BREVE RESEÑA HISTÓRICA

El asfalto es un material de los más antiguos que se conocen, se han encontrado esqueletos prácticamente intactos de animales prehistóricos en depósitos superficiales de asfalto, como el que existe en La Brea, cerca de Los Ángeles, California.

Recientes excavaciones arqueológicas muestran el extenso uso del asfalto en los valles de la Mesopotamia y del Indo, entre los años 3200 a 540 A.C., como un material cementante para la construcción de mamposterías y de caminos, y como impermeabilizante para baños en los templos y otros depósitos de agua. Se dice que Noé lo usó para calafatear su Arca y que también se empleó para sellar la canasta en que Moisés, siendo niño, fue depositado en las aguas del Nilo.

Por el año 300 A.C., los egipcios utilizaban ampliamente el asfalto para la preservación y momificación de sus muertos. Los Indios de América lo empleaban para impermeabilizar sus canoas, antes de que el hombre blanco llegara al Nuevo Continente; en México, los totonacas de la región de Papantla lo recogían de la superficie de las aguas para utilizarlo como medicina y como incienso para sus ritos; algunas tribus que habitaron las costas mexicanas lo masticaban para limpiar y blanquear su dentadura.

En el año de 1802 de nuestra era, se usó asfalto de roca en Francia, para el terminado superficial de pisos, puentes y banquetas.

En 1838 se utilizó asfalto de roca importado para la construcción de banquetas en Filadelfia, Estados Unidos y en 1870 se colocó el primer pavimento asfáltico en dicho país, en la población de Newark, Nueva Jersey, por el químico belga E. J. Desmet, que usó roca asfáltica importada del Valle del Ródano en Francia. En 1876 se aplicó la primera capa de mezcla asfáltica con arena en la Ciudad de Washington; D.C., utilizando la roca asfáltica mencionada y también asfalto importado del Lago de Trinidad, cerca de Venezuela.

Los asfaltos empleados en estos primeros trabajos de pavimentación fueron desde luego asfaltos naturales, es decir, asfaltos que se muestran en la naturaleza en forma de yacimientos y que podían explotarse sin dificultad y sin requerir complicadas operaciones industriales para su preparación.

El uso de asfalto procedente de la destilación del petróleo se inició en los Estados Unidos en la segunda mitad del siglo XIX, contándose con las primeras refinerías por el año de 1886. El primer pozo petrolero de América se perforó en 1859, cerca de la población de Titusville, Pensylvania. En 1902 ya se produjeron del orden de 20 000 toneladas de asfalto como producto de la refinación del petróleo.

A partir del año de 1926, con el desarrollo de la industria automotriz y debido a la necesidad de contar con mejores caminos y calles para el tránsito de vehículos, la utilización de asfalto derivado del petróleo ha tenido un aumento anual sostenido en todas partes del mundo, sobre todo en los países industrializados.

En México, el uso generalizado del asfalto se inició por el año de 1925, al emprenderse la construcción de los primeros caminos pavimentados, como

consecuencia del aumento de vehículos automotores, no obstante que desde años atrás existían ya empresas extranjeras que explotaban y exportaban grandes cantidades de petróleo crudo de nuestro país, en el que la exploración petrolera comenzó en forma incipiente a partir de 1900, haciéndose en forma sistemática y organizada a partir de 1942. En el año de 1914 se usaron en Estados Unidos más de 300 000 toneladas de asfaltos procedentes de crudos mexicanos. El primer pozo petrolero propiamente dicho se perforó en México en mayo de 1901, en la región de El Ébano, S.L.P.

ORIGEN DEL ASFALTO

Teorías existentes al respecto

Hemos mencionado anteriormente que las fuentes de donde procede el asfalto son los depósitos naturales y el petróleo crudo; de éste se extrae después de obtener las fracciones volátiles sometiéndolo a refinación o destilación. Puesto que los asfaltos naturales provienen de un proceso natural de destilación o transformación del petróleo, lo que realmente estaría en discusión es el origen del propio petróleo.

No se sabe exactamente como se formó el petróleo en el subsuelo. Las teorías sobre su origen son muchas y aún se sigue discutiendo hasta la fecha. Algunos investigadores defienden el origen mineral o inorgánico del petróleo y explican su formación de diversas maneras como las siguientes:

- A. Bajo la superficie terrestre existen carburos metálicos que en contacto con el agua se descomponen produciendo hidrocarburos, los que al condensarse en estratos superiores mas fríos, dieron lugar al petróleo.
- B. Los metales alcalinos que se encuentran en estado libre en el interior de la tierra reaccionan con el bióxido de carbono a altas temperaturas y estas reacciones, en contacto con el agua, producen los hidrocarburos que constituyen el petróleo.

Otros investigadores se inclinan por el origen orgánico del petróleo, sosteniendo que proviene de la descomposición de residuos de animales y vegetales que se han transformado en aceite. Este origen se estima mas razonable al comprobarse que los estratos en que se ha formado el petróleo no han estado nunca a temperaturas superiores a los 38° C, lo que descarta la teoría del origen inorgánico, ya que la obtención a partir de carburos metálicos requiere temperaturas mucho mas elevadas.

Estudios mas recientes hechos en laboratorio analizando rocas petrolíferas de campos productores, parecen confirmar un origen orgánico, ya que se han encontrado en ellas ciertas propiedades ópticas que sólo se localizan en sustancias orgánicas; por otro lado, el contenido de nitrógeno y otras sustancias en el petróleo, solamente puede proceder de materiales orgánicos.

También puede confirmar el origen orgánico, el hecho de que la mayor parte de los yacimientos de petróleo en el mundo se localizan en lugares que fueron ocupados por lagos y mares hace millones de años.

Asfaltos naturales

Los asfaltos naturales se manifiestan de diversas formas, entre las que destacan las siguientes:

MANANTIALES. Se presentan en algunos lugares fuentes de las que fluye petróleo o asfalto líquido, generalmente en pequeña cantidad. Proviene por lo común de depósitos de cierta importancia de materiales de este tipo con salida al exterior por alguna grieta de la roca.

LAGOS. A veces, manantiales como los descritos, pero de gran caudal, situados en el fondo de depresiones profundas, pueden dar lugar a la formación de lagos de asfalto, como el muy conocido de Trinidad, cerca de las costas de Venezuela, que es uno de los mayores yacimientos de asfalto nativo en el mundo. Su superficie total es de unas 46 hectáreas. La masa de asfalto en este lago está continuamente en movimiento desde el centro hacia los bordes, lo que se atribuye a la entrada continua en el lago, por la parte central, de la corriente de asfalto que lo forma. El material, en su estado natural, es una emulsión de asfalto, gases, agua, arena y arcilla; para su mejor aprovechamiento, se somete a sencillos procesos de refinación que le eliminan las sustancias perjudiciales. Se dice que Colón usó asfalto de este Lago Trinidad para calafatear sus barcos en su viaje de regreso a España. El lago proporcionó también la mayor parte del asfalto que se usó en Estados Unidos en los trabajos de pavimentación, antes de la producción en gran escala del asfalto derivado del petróleo.

EXUDACIONES. Se presentan en rocas muy porosas saturadas de asfalto, de las que éste fluye bajo los efectos del calor o de alguna presión interior.

IMPREGNANDO ROCAS. Son bastante frecuentes los yacimientos de rocas más o menos porosas en las que el asfalto se encuentra llenando parcial o totalmente los poros, pero sin llegar a exudar. La proporción de asfalto contenido en estas rocas puede variar dentro de límites muy amplios, siendo de más utilidad aquéllas cuya proporción de asfalto es mayor del 7%.

FILONES. Son intrusiones de asfalto en una masa rocosa, a través de grietas o fallas en algunos estratos o bien, son simplemente la sedimentación alternada de capas de asfalto y de otros materiales. El primer origen generalmente da lugar a filones inclinados o verticales y el segundo a filones horizontales. Es el caso de la llamada "Gilsonita" que se encuentra en algunas regiones de los Estados Unidos formando filones verticales que se explotan a cielo abierto. Son famosos los filones de asfalto que se encuentran en el lecho del Mar Muerto. El asfalto contenido en ellos se denomina "Asfaltites", caracterizándose por su elevado punto de fusión; cuando se desprende alguna cantidad de asfalto de esos filones, por efecto de terremotos u otras sacudidas, los trozos de asfalto, por su menor densidad, flotan en la superficie, donde pueden recogerse. Este asfalto no se exporta industrialmente, ya que las cantidades que pueden obtenerse son muy pequeñas; su principal interés estriba en que fue una de las primeras fuentes de suministro de asfalto en la antigüedad.

Asfaltos derivados del petróleo

Casi todo el asfalto que se produce y utiliza actualmente en el mundo procede de la refinación del petróleo.

El petróleo se obtiene de yacimientos existentes en el subsuelo a diferentes profundidades, que pueden llegar a los 7 000 metros o más. Se presenta dentro de formaciones de tipo arenoso o calcáreo. Su color varía de ámbar a negro y su densidad es menor que la del agua. Se presenta generalmente encima de una capa de agua, hallándose en la parte superior una de gas. Las rocas almacenadoras de petróleo corresponden a muy diversas edades geológicas. En nuestro País, proceden generalmente del periodo terciario de la era cenozoica.

No todos los petróleos crudos contienen asfalto y en los que lo contienen, las proporciones de éste son muy variables. Los crudos de petróleo se dividen fundamentalmente en 2 grupos: crudos parafínicos y crudos asfálticos. Los últimos son desde luego los más adecuados para la obtención de asfaltos. Ya que la frontera entre los crudos asfálticos y parafínicos no puede ser rígida, existen también crudos intermedios, llamados semiparafínicos.

MATERIALES ASFÁLTICOS QUE SE OBTIENEN A PARTIR DEL PETRÓLEO

Cementos asfálticos y asfaltos oxidados

La figura 1 es un esquema de la obtención del petróleo y del proceso de destilación a que se somete en las refinerías para obtener los diferentes materiales asfálticos.

El petróleo crudo se hace circular a gran presión y velocidad por una tubería situada en el interior de un horno que alcanza elevadas temperaturas. Calentado a las temperaturas apropiadas se le introduce a una torre de destilación en donde se vaporizan los componentes más ligeros o más volátiles, que son extraídos y sometidos a un proceso de condensación y refinación, para obtener de ellos naftas, gasolinas, kerosinas, aceites y una amplia gama de otros productos.

El residuo que queda de este primer proceso de separación de las fracciones más ligeras del petróleo, puede usarse como un aceite combustible o ser procesado de una variedad de formas. Si sus características son adecuadas y ha sido refinado para alcanzar una consistencia apropiada, puede servir como uno de los asfaltos rebajados de fraguado lento (FL), a los que a veces se les denomina aceites para caminos.

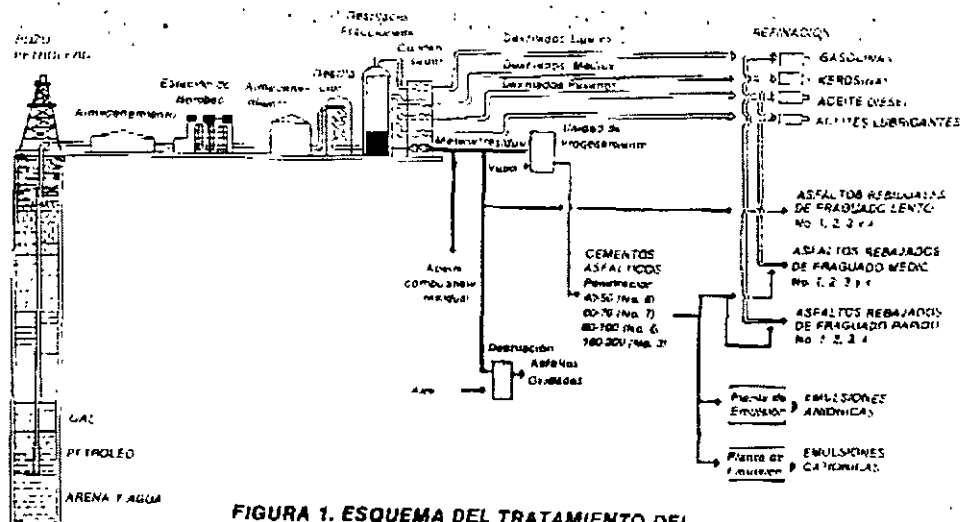


FIGURA 1. ESQUEMA DEL TRATAMIENTO DEL PETRÓLEO PARA OBTENER LOS DIVERSOS PRODUCTOS ASFÁLTICOS

El mismo residuo, si se le reduce a una determinada consistencia y se le inyecta aire a elevada temperatura, se obtiene lo que se llama un asfalto soplado u oxidado, que tiene propiedades que permiten utilizarlo para una diversidad de aplicaciones y de productos industriales, que incluyen asfalto para impermeabilización de azoteas, esmaltes para recubrimiento de tuberías, asfaltos para el sellado y levantamiento de pavimentos de concreto hidráulico que ha sufrido asentamientos y muchos otros.

Cuando el residuo de la destilación reúne buenas características para producir asfalto de propiedades adecuadas para los trabajos de pavimentación, y que generalmente es la mayor cantidad, se somete a un proceso de refinación posterior para obtener el cemento asfáltico, que es, por decirlo así, el asfalto básico para la elaboración de los demás materiales asfálticos utilizables en la construcción y conservación de obras viales. Existen dos métodos para la producción comercial del cemento asfáltico: el método de destilación y el método de extracción de solventes.

En el método de destilación, el residuo de la primera separación de las fracciones ligeras, se calienta a una temperatura adecuada y se alimenta a otra torre de destilación, en la que generalmente se produce un vacío parcial para facilitar el proceso. También se introduce a menudo vapor cerca del fondo de la torre, para abatir la presión parcial del sistema y ayudar a remover cualquier aceite ligero contenido en el asfalto. Se extraen las nuevas fracciones destiladas y el proceso se controla adecuadamente para producir un cemento asfáltico de la consistencia deseada.

El método de extracción de solventes hace uso de una fracción ligera de hidrocarburo de limitado poder de disolución, tal como el propano líquido. Se mezcla dicho solvente con el residuo de la primera destilación que hemos venido mencionando y esto hace que se produzca una separación en 2 fases: por un lado aceites y ceras y por el otro el asfalto. Un simple proceso de decantación permite separar las 2 fases. Controlando adecuadamente la operación se llega a obtener el cemento asfáltico de la consistencia requerida.

Es decir, el cemento asfáltico no es otra cosa que el asfalto que hemos definido anteriormente, pero obtenido a través de un proceso controlado de refinación del

petróleo, que le imparte características adecuadas para emplearse en los trabajos de pavimentación. Es por tanto también un material sólido o semisólido a las temperaturas ambientes normales. Dependiendo de su consistencia o grado de dureza, existen varios tipos de cementos asfálticos, según se verá más adelante.

Para utilizar el cemento asfáltico en las obras citadas, es necesario fluidificarlo mediante calentamiento a elevadas temperaturas. Si se requiere hacer mezclas o aplicaciones de asfalto en frío, habrá que licuar el cemento asfáltico por otros procedimientos, que consisten fundamentalmente en mezclarle solventes ligeros del petróleo, con lo que se obtienen los asfaltos rebajados, o emulsionarlo en agua, dando lugar a las emulsiones asfálticas, productos ambos que se describen a continuación.

Es común designar a los cementos asfálticos, asfaltos rebajados y emulsiones asfálticas como materiales asfálticos.

Asfaltos rebajados

Los asfaltos rebajados son mezclas de cemento asfáltico con fracciones ligeras del petróleo. Estas fracciones se denominan generalmente solventes o diluentes. Cuando el solvente es del tipo de la nafta o gasolina se obtienen los asfaltos rebajados de fraguado rápido (FR). Si el solvente es semejante a la kerosina, se obtienen los asfaltos rebajados de fraguado medio (FM). La consistencia de estos productos está regida por las cantidades relativas y por las propiedades del solvente y del cemento asfáltico presentes. El otro tipo de asfalto rebajado está constituido por los de fraguado lento (FL), los cuales contienen cemento asfáltico y aceites ligeros; generalmente se obtienen directamente a partir del residuo de la primera destilación del petróleo, como ya se citó anteriormente. El proceso de obtención de los diferentes tipos de asfalto rebajado se lleva a cabo en las refinerías.

Emulsiones asfálticas

Las emulsiones asfálticas son dispersiones de diminutos glóbulos de asfalto en agua. Generalmente se requiere una pequeña cantidad de un agente activador de superficie o emulsificante, para ayudar a la referida dispersión. Los glóbulos de asfalto son extremadamente pequeños y casi enteramente de tamaño coloidal (del orden de las 2 micras). Las emulsiones asfálticas se preparan en mezcladores de alta velocidad o molinos coloidales.

Se fabrican comercialmente 2 tipos de emulsiones asfálticas: las emulsiones aniónicas y las emulsiones catiónicas. Los 2 tipos se elaboran a partir de cementos asfálticos de determinadas consistencias. Una forma modificada de emulsión asfáltica puede fabricarse usando un asfalto líquido de fraguado rápido, medio o lento. Estas son las llamadas emulsiones inversas, lo que indica que el agua es dispersada en la fase de asfalto, en vez de que el asfalto sea el que se disperse en la fase acuosa. Se usa una variedad de agentes emulsificantes para controlar las propiedades de las emulsiones asfálticas.

COMPOSICIÓN DEL ASFALTO

Componentes fundamentales

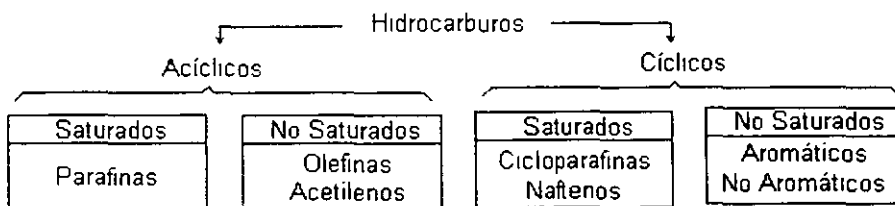
El asfalto es un compuesto constituido fundamentalmente por la mezcla de un gran número de hidrocarburos de diversos tipos, asociados en proporciones también muy variables.

La mayoría de estos hidrocarburos están presentes en el petróleo crudo, pero el proceso de destilación origina ciertas transformaciones químicas y hace que se eliminen los hidrocarburos ligeros, quedando en el asfalto sólo hidrocarburos pesados.

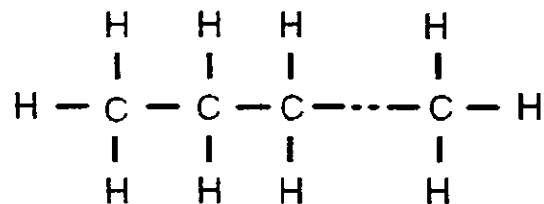
En los hidrocarburos constituyentes del asfalto los átomos de carbono se unen entre sí mediante cadenas o enlaces sencillos, dobles o triples y cuyas valencias libres se saturan con átomos de hidrógeno.

Clasificación general de los hidrocarburos

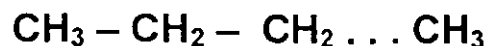
Los hidrocarburos pueden clasificarse en general, de la siguiente manera:



Los hidrocarburos acíclicos son aquellos en los que la cadena de átomos de carbono no se cierra. Son saturados, si todos los enlaces entre los átomos de carbono son simples, y no saturados, en caso contrario. Unos y otros pueden ser ramificados si un átomo de hidrógeno es sustituido por una nueva cadena de carbonos. Los hidrocarburos acíclicos saturados se llaman parafinas y su fórmula es del tipo siguiente:



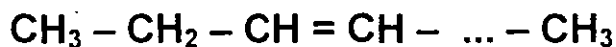
Que se puede escribir más simplemente:



El número de átomos de carbono puede variar desde uno (CH_4), hasta valores teóricamente tan grandes como se quiera. Los cuatro primeros términos de la serie

son gaseosos, del 5 al 16 son líquidos y los demás sólidos. Las parafinas se caracterizan químicamente por su gran estabilidad.

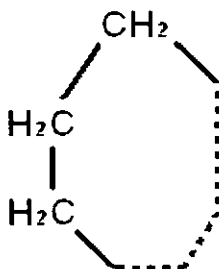
Los hidrocarburos acíclicos en que existen enlaces dobles se llaman olefinas. Su fórmula típica es:



El número mínimo de átomos de carbono es de 2. Los cuatro primeros términos de la serie son gaseosos; hasta el 18, son líquidos y los demás sólidos. Hierven a temperaturas ligeramente más altas que los hidrocarburos saturados del mismo número de átomos de carbono. Tienen gran tendencia a combinarse químicamente con multitud de sustancias y polimerizarse, es decir, a reunir varias de sus moléculas, dando lugar a un cuerpo más pesado.

Los hidrocarburos cíclicos que presentan un triple enlace entre 2 átomos de carbono se denominan hidrocarburos acetilénos.

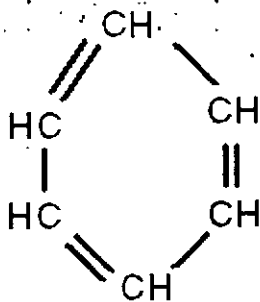
Los hidrocarburos cíclicos son aquéllos en que la cadena de átomos de carbono llega a cerrarse, formando anillos. Los hidrocarburos cíclicos saturados se llaman cicloparafinas o naftenos, cuya fórmula general es:



Los tipos más estables y, por tanto, más frecuentes, tienen 5 o 6 carbonos. En estos hidrocarburos cíclicos, igual que en los acíclicos, uno o varios átomos de hidrógeno pueden estar sustituidos por nuevas cadenas de átomos de carbono.

Las propiedades de los naftenos son muy similares a las de las parafinas. Las principales diferencias son mayor densidad y punto de ebullición más elevado que las parafinas correspondientes.

En los hidrocarburos cíclicos no saturados, uno o varios de los enlaces entre átomos de carbono son dobles. Son especialmente interesantes los hidrocarburos aromáticos, de los que el ejemplo típico es el benceno:



Son hidrocarburos caracterizados por la gran estabilidad del núcleo hexagonal presente en todos ellos. Los diferentes tipos de hidrocarburos que hemos mencionado pueden combinarse entre sí en infinidad de compuestos formados por uniones de cadenas parafínicas y olefínicas, anillos nafténicos simples o múltiples y anillos bencénicos, dando lugar a moléculas muy complicadas y prácticamente imposibles de clasificar.

Estructura fisico-química del asfalto

El estudio de la composición química del asfalto en su conjunto resulta complicado, por lo que es frecuente recurrir al procedimiento de analizar primeramente su estructura física, que permite clasificar sus componentes en varias fracciones, y luego estudiar la composición química de cada una de estas fracciones en forma separada.

Los hidrocarburos que constituyen el asfalto forman una solución coloidal en la que un grupo de moléculas de los hidrocarburos más pesados están rodeadas por moléculas de hidrocarburos más ligeros, sin que exista una separación franca entre ellas; sino por el contrario, una transición gradual.

Los núcleos de hidrocarburos más pesados forman los asfaltenos. Rodeando a los asfaltenos existen las resinas, que constituyen la fase intermedia y, finalmente, ocupando el espacio restante, se encuentran los aceites.

Podemos representar esquemáticamente la estructura física del asfalto como se muestra en la Figura 2.

La separación del asfalto en sus 3 fracciones o componentes principales, puede lograrse si se le disuelve en un hidrocarburo saturado de bajo punto de ebullición, con el que se logra romper la estructura coloidal, disolviéndose parte del material, mientras que el resto precipita en forma de partículas terrosas de color muy oscuro. Los cuerpos que precipitan son los asfaltenos y a los que se disuelven se les llama maltenos, estando integrados por las resinas y los aceites.

Las resinas y los aceites que constituyen los maltenos se separan a su vez haciendo pasar la solución anterior a través de un filtro de arcilla activada, que retiene las resinas y conserva en disolución los aceites. Los aceites pueden separarse de la solución destilando ésta y las resinas lavando el filtro con un disolvente más activo y destilando también posteriormente.

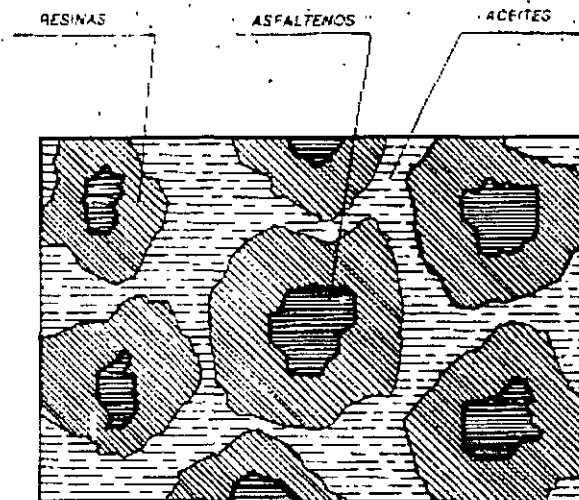


FIGURA 2. REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LOS COMPONENTES DEL ASFALTO

La distinción que hemos hecho entre asfaltenos, resinas y aceites, no es absoluta, ya que las proporciones varían con el tipo de disolvente empleado en la precipitación de los asfaltenos y con el tipo de filtro empleado para la separación de las resinas, de tal manera que si se da como característica de un asfalto su contenido de asfaltenos, debe indicarse simultáneamente el tipo de disolvente empleado para la separación.

Esto confirma el hecho real de que no existen en la composición coloidal del asfalto fronteras bien definidas entre las fases, sino que todos sus componentes ordenan en una transición gradual que va desde los asfaltenos más pesados hasta los aceites más ligeros, del mismo modo que se pasa insensiblemente de un color a otro en el espectro luminoso.

Los métodos disponibles para el análisis químico de los asfaltenos y de los maltenos (resinas y aceites), como por ejemplo, el método de la combustión, revelan que los asfaltenos se componen de hidrocarburos aromáticos con pocas cadenas parafínicas y los maltenos están constituidos principalmente por hidrocarburos saturados, tanto nafténicos como parafínicos, con cierto número de anillos aromáticos, elevado en las resinas pesadas y reducido en los aceites ligeros.

Otros materiales presentes en el asfalto

Además de los hidrocarburos que, como hemos indicado, son los componentes fundamentales de asfalto, tanto en el asfalto natural como en el procedente de la destilación del petróleo, se encuentran a veces trazas de oxígeno, nitrógeno, azufre y algunos otros elementos, cuya forma de presentación no es bien conocida

En los asfaltos naturales existen además diversas sustancias minerales, algunas de las cuales son simples impurezas que se sedimentan cuando se funden dichos asfaltos y otras existen en suspensión coloidal unidas íntimamente a la masa del propio asfalto y no son separables por filtración, de tal manera que a veces modifican sus propiedades en medida importante, facilitando en determinados casos algunas aplicaciones. En estos asfaltos naturales existen igualmente otras

impurezas de origen vegetal, procedentes de los suelos existentes en el lugar del yacimiento.

Asimismo, tanto en los asfaltos nativos como en los que se obtienen de la destilación del petróleo, es factible encontrar trazas del metal de los hornos o depósitos con los que han estado en contacto.

PROPIEDADES DEL ASFALTO

Características generales que imparten al asfalto sus diferentes componentes: asfaltenos, resinas y aceites.

Los asfaltenos son responsables de las características de dureza de los asfaltos. Las resinas le proporcionan sus propiedades cementantes o aglutinantes y los aceites la consistencia adecuada para hacerlos trabajables.

Cuando los núcleos de asfaltenos y resinas se encuentran dentro de una gran proporción de aceites, la consistencia del asfalto está fijada por los aceites.

Si por un proceso de destilación, por ejemplo, reducimos el contenido de aceites, los núcleos de asfaltenos comienzan a ponerse en contacto y la fricción que este fenómeno origina hace que el asfalto adquiera viscosidad. La proporción en que exista cada uno de los componentes determina, por tanto, la consistencia del asfalto. En el caso de los cementos asfálticos predominan los asfaltenos y las resinas y es bajo el contenido de los aceites.

Los aceites protegen a los asfaltenos y a las resinas de la oxidación provocada por los agentes del intemperismo y es lógico pensar que esta protección será más eficiente, cuanto mayor sea la proporción de aceites en el asfalto. Esta acción del intemperismo produce cambios en la estructura interna del asfalto, haciendo que con el tiempo los aceites se transformen en resinas y éstas a su vez en asfaltenos, lo cual hace aumentar la dureza del asfalto al incrementarse la proporción de los citados asfaltenos.

Este efecto del intemperismo es menos perjudicial cuando el asfalto se aplica en películas que no son muy delgadas, por lo que en el caso de mezclas para capas de rodamiento, conviene que la película de asfalto sea lo más gruesa posible, compatible, desde luego, con la estabilidad de la capa; cuando la película es muy delgada, se aceleran los cambios en la estructura del asfalto, se origina una rigidez inconveniente en la mezcla y se propicia su agrietamiento.

Propiedades superficiales e interfaciales que influyen en la adhesividad o adherencia del asfalto con los materiales pétreos.

La adhesividad entre agregado y asfalto puede definirse como la propiedad de éste de adherirse a la superficie del agregado y de mantener esta condición en presencia del agua. El fenómeno por el que se efectúa la adhesividad o adherencia del asfalto al material pétreo es un fenómeno complejo y existen varias teorías que pretenden explicarla. Entre ellas, son dignas de mencionarse las siguientes:

EL CONCEPTO DE REACCIÓN QUÍMICA. Cuando los agregados son "mojados", por el asfalto ocurre una adsorción selectiva en la frontera, seguida de una reacción química entre el material adsorbido y los constituyentes de la fase sólida. Bajo estas condiciones, los componentes ácidos del material bituminoso reaccionan con el material básico del agregado para formar compuestos insolubles en el agua. De acuerdo con esto, los agregados que contienen un exceso de constituyentes básicos son hidrófobos, como las calizas y las dolomitas, y los que contienen un exceso de constituyentes ácidos son hidrófilos, como la cuarcita y el granito.

EL CONCEPTO MECÁNICO. Según este concepto, la textura superficial agregado es el factor principal que afecta la adhesividad mecánica. Factores tales como el tamaño de las caras de los cristales individuales, porosidad agregado, adsorción, cubrimiento de la superficie y angulosidad de partículas, influyen mecánicamente en la adhesividad en presencia del agua.

EL CONCEPTO DE ENERGÍA EN LA SUPERFICIE. Se considera que la adhesividad es el resultado de las relaciones de energía interfacial en la frontera agregado-asfalto-agua-aire, que permiten explicar los mecanismos de cubrimiento, mojado y desprendimiento de la superficie del agregado. Generalmente cuando un líquido y un sólido se ponen en contacto, el líquido: a) puede no cubrir ni mojar la superficie sólida; b) puede cubrir la superficie mojarla; o c), puede cubrir y mojar la superficie. El grado de cubrimiento, mojado y desprendimiento es una función de la tensión superficial, la tensión interfacial y la tensión de adhesión de las fases involucradas. Generalmente tensión de adhesión agua-agregado es mayor que la de asfalto-agregado; por tanto, el agua tenderá a desalojar o desprender la cubierta asfáltica en la frontera. La cantidad de desprendimiento dependerá de la magnitud de las energías libres que están en juego.

Dentro de estas 3 teorías, la que corresponde al concepto de energía en la superficie es la más ampliamente aceptada. Proporciona una base física para establecer una expresión cuantitativa y una evaluación de las condiciones de adhesividad y el efecto del agua. Esta expresión puede obtenerse del estado de equilibrio de las fuerzas interfaciales en el punto de contacto de agregado, agua y asfalto.

Para que exista el cubrimiento, la tensión interfacial agregado-asfalto, debe por tanto ser menor que la tensión interfacial agua-asfalto y es ésta desde luego la condición primaria que se requiere para que pueda existir adhesividad, pues si no hay cubrimiento no tiene sentido hablar de adhesividad. Entre menor sea el ángulo de contacto, mayor será el potencial de adhesividad entre el agregado y el asfalto. Logrado el cubrimiento, la mayor o menor adhesividad estará en función de la mayor o menor atracción que exista entre la superficie del material pétreo y el asfalto, la que a su vez dependerá de las cargas eléctricas presentes en la superficie de contacto.

Los materiales básicos mencionados anteriormente, presentan por lo general una superficie electropositiva y en los de naturaleza ácida la superficie tiene cargas electronegativas. Por tanto, un asfalto con cargas eléctricas negativas, tendrá buenas características de adhesividad con los materiales básicos, por la atracción eléctrica existente y no presentará adecuada adhesividad con los materiales ácidos, al tener éstos cargas del mismo signo. Análogamente, si el asfalto tiene cargas

eléctricas positivas, será atraído por los materiales ácidos que son electronegativos y no lo será por los materiales básicos, cuyas cargas son electropositivas.

Por tanto, las mejores condiciones de adhesividad entre un asfalto y un material pétreo se presentarán cuando la tensión superficial del asfalto sea baja y al mismo tiempo las cargas eléctricas existentes en uno y otro, sean de signos opuestos.

Procedimientos para mejorar las características de adhesividad asfalto - agregado

La durabilidad de las mezclas asfálticas de pavimentación puede lograrse asegurando y manteniendo la adherencia entre asfalto y agregado en presencia del agua. La pérdida de adhesividad en la mezcla, que ocasiona el desprendimiento de la película de asfalto, induce inestabilidad y propicia condiciones de falla en el pavimento. Esta situación puede observarse con frecuencia en mezclas asfálticas en las que se han usado materiales pétreos hidrófilos.

No siempre es posible elegir el tipo de agregados adecuados para obtener características durables de adhesividad en las mezclas asfálticas. En algunos lugares sólo se dispone de materiales hidrófilos y ya que el acarreo de agregados de buena calidad desde zonas alejadas resulta antieconómico, es inevitable uso de dichos materiales locales, por lo que debe recurrirse entonces a ciertas modificaciones para asegurar una buena adhesividad. Tales modificaciones pueden ser

Modificación de las propiedades adhesivas del asfalto, mediante el uso de agentes tenso-activos, que abaten su tensión superficial.

Modificación de las propiedades superficiales del material pétreo mediante la aplicación, previa a la elaboración de la mezcla o la construcción de un tratamiento superficial, en su caso, de una solución de cemento Portland-agua o cal hidratada-agua. La acción de estos fillers en la mezcla puede ser similar a la que se logra con los agentes tenso-activos que se agregan al asfalto.

Cambios en el tipo de asfalto, que no afecten las características generales del trabajo o tratamientos al material pétreo, como lavado, trituración, etc., que hagan que las partículas del mismo ofrezcan caras más favorables para una mejor adhesividad.

Propiedades reológicas

La reología es la rama de la Mecánica que estudia el comportamiento de la materia a través del tiempo de aplicación de una carga, e incluye propiedades de flujo y deformación, como la viscosidad, ductilidad, fragilidad, etc.

La estructura coloidal de los ligantes asfálticos hace bastante complicado el estudio de sus propiedades reológicas, que se dificulta aún más por el acentuado carácter termoplástico de estos materiales. Este carácter, o sea la propiedad que tienen de ablandarse y hacerse deformables por efecto del calor, recuperando al enfriarse sus propiedades originales, es el que ha hecho posible el empleo del asfalto como ligante desde la más remota antigüedad, pero es también el que más complica sus

propiedades reológicas, pues todas deben estudiarse en general como funciones de la temperatura representadas por curvas o menos complicadas.

Consistencia y susceptibilidad

La consistencia de un asfalto, como de cualquier otro material, es el estado físico que presenta en un momento dado, con relación a los estados sólido, sólido y gaseoso de la materia. Como lo hemos mencionado anteriormente, el asfalto, a las temperaturas ambientes normales, es un material sólido o semisólido que mediante calentamiento pasa gradualmente al estado líquido. Es decir, la consistencia del asfalto depende principalmente de su temperatura, propiedad que se menciona usualmente como susceptibilidad.

MUESTREO DE MATERIALES ASFÁLTICOS

Aquí se describe el procedimiento para el muestreo de los materiales asfálticos, a fin de comprobar que éstos cumplan con los requisitos de calidad establecidos en dicha Norma.

El muestreo consiste en obtener una porción representativa del volumen de material asfáltico en estudio. Se realiza en materiales almacenados en uno o varios depósitos o durante las maniobras de carga, descarga o aplicación. El muestreo incluye las operaciones de envase, identificación y transporte de las muestras.

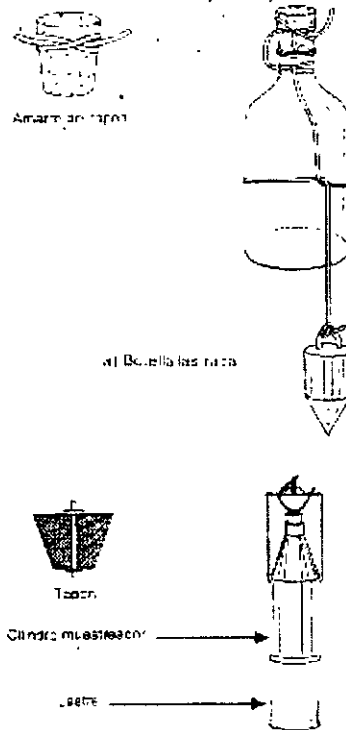
MUESTREO EN UN SOLO DEPÓSITO

El muestreo del material asfáltico que esté almacenado en un solo depósito, como tanque estacionario, fosa o carro tanque, se hace tomando en cuenta lo siguiente.

Previamente se observan las condiciones en que se encuentra el material asfáltico, y en caso de que existan cantidades apreciables de impurezas tales como sedimentos, agua libre o espuma, entre otros, se estima el volumen de éstas, y de ser necesario se toman muestras de dichas impurezas para su identificación.

Los materiales asfálticos sólidos o semisólidos se calientan solamente lo indispensable para facilitar su muestreo.

Para la ejecución del muestreo, todo el equipo a emplear ha de estar en condiciones óptimas para su uso, limpio, completo en todas sus partes y sin desgaste. Consiste fundamentalmente en un muestreador como los que se ilustran en la Figura 1 de este Manual, formado por un recipiente metálico o de vidrio, convenientemente lastrado y provisto de un tapón de corcho que pueda retirarse desde el exterior mediante una cadena o cordel. El recipiente ha de estar sujeto al extremo de una varilla metálica o de madera, o bien a otro cordel, de tal forma que estando tapado y con la boca hacia arriba pueda sumergirse hasta la profundidad deseada.



Para la obtención de las muestras de material asfáltico de un depósito, se procede como se indica a continuación:

Para extraer las muestras, se sumerge el muestreador perfectamente seco y limpio, tomándolas, en su caso, de la parte media o de los tercios superior, medio e inferior del contenido del depósito. El número de muestras, así como su nivel de extracción, se determina según lo indicado en la Tabla 1 de este Manual.

Cada muestra será de aproximadamente 2 L en el caso de cementos asfálticos y de 4 L si se trata de emulsiones asfálticas o asfaltos rebajados. Para obtener estos volúmenes es necesario llenar varias veces el muestreador, introduciéndolo a igual profundidad cuando se integre una misma muestra, evitando alterar las condiciones del material que está siendo muestreado.

TABLA 1.- Número de muestras y nivel de muestreo en función del tirante de asfalto en el depósito

Tirante del material asfáltico en por ciento del tirante máximo	Nivel de muestreo en por ciento del tirante máximo			Número total de muestras
	Superior	Medio	Inferior	
100	80	50	20	3
90	75	50	20	3
80	70	50	20	3
70	—	50	20	2
60	—	50	20	2
50	—	40	20	2
40	—	—	20	1
30	—	—	15	1
20	—	—	10	1
10	—	—	5	1

[1] El tirante máximo corresponde al diámetro vertical de tanques horizontales o la altura de depósitos verticales

[2] Se debe extraer una muestra por cada nivel señalado.

[3] Cuando el tirante sea menor del 10% no se debe utilizar el material asfáltico.

Las muestras obtenidas a distintas profundidades se depositan en diferentes recipientes con objeto de analizar cada una y determinar si existe heterogeneidad en el material; sólo en el caso de que éste vaya a ser homogeneizado para su utilización, se pueden mezclar para formar una muestra integral, como sigue:

Si se trata de depósitos verticales, la muestra integral se forma con partes iguales de las muestras tomadas a diferentes profundidades según lo indicado en la Tabla 1.

Si se trata de tanques cilíndricos horizontales, la muestra integral se forma de acuerdo con lo indicado en la Tabla 2.

TABLA 2.- Composición de muestras integrales de materiales asfálticos que se almacenen en tanques cilíndricos horizontales

Tirante del material asfáltico en por ciento del diámetro vertical	Porcentajes en volumen para formar la muestra integral		
	Superior	Medio	Inferior
100	30	40	30
90	30	40	30
80	20	50	30
70	---	60	40
60	---	50	50
50	---	40	60
40	---	---	100
30	---	---	100
20	---	---	100
10	---	---	100

MUESTREO EN VARIOS DEPÓSITOS

El muestreo del material asfáltico que esté envasado en varios recipientes o depósitos, como tambores o cuñetes, se hace tomando en cuenta lo siguiente:

Previamente al muestreo, se evalúa el estado físico en que se encuentra el material asfáltico y se agrupan los recipientes por lotes del mismo producto, origen y fabricación, para fijar el número de muestras parciales que deban obtenerse.

Para la ejecución del muestreo, todo el equipo a emplear ha de estar en óptimas condiciones para su uso, limpio, completo en todas sus piezas y sin desgaste.

El equipo que se requiere cuando el material asfáltico esté en estado líquido, es el que se describió o bien, si está en estado sólido o semisólido, herramientas como hacha, martillo y espátula.

OBTENCIÓN DE LA MUESTRA

Para la obtención de las muestras de material asfáltico envasado en varios recipientes o depósitos, se procede como se indica a continuación:

Según lo indicado en la Tabla 3 de este Manual, se determina el número de recipientes o depósitos a muestrear, seleccionándolos aleatoriamente. Si en un almacenamiento se encuentran depósitos con material asfáltico de dos o más lotes, se aplica lo anterior a cada uno de ellos.

TABLA 3.- Número de depósitos a muestrear

Número de depósitos que forman el lote (Lo)	Número de depósitos que deben muestrearse (n)
2 a 10	2
11 a 30	3
31 a 65	4
66 a 125	5
126 a 215	6
216 a 345	7
346 a 515	8
516 a 735	9
736 a 1000	10
más de 1000	$n=Lo^{1/3}$

En cada uno de los depósitos seleccionados de materiales asfálticos líquidos, se procede como se indicó anteriormente, excepto que el muestreo puede efectuarse en uno o dos niveles, obteniendo las muestras de lugares que disten más de 10 cm de la superficie del material y de las paredes del depósito. Las muestras tomadas se prueban en forma individual si así se requiere o bien, pueden mezclarse para formar una muestra integral.

Cuando se trate de materiales asfálticos sólidos o semisólidos, que no resulte práctico fluidificar para el muestreo, se utiliza hacha, cincel, o herramienta similar. Una vez que han sido seleccionados los recipientes o depósitos de acuerdo con lo indicado anteriormente, se toman muestras de aproximadamente 2 kg, a una profundidad mayor de 10 cm de la superficie del material asfáltico, en su parte central.

MUESTREO DURANTE LAS MANIOBRAS DE CARGA Y DESCARGA O DE APLICACIÓN DEL MATERIAL ASFÁLTICO.

El muestreo durante las maniobras de carga y descarga o de aplicación del material asfáltico, se hace directamente en el conducto de la descarga, tomando tres porciones, en recipientes de 2 L de capacidad y de boca ancha, una al iniciarse la maniobra, otra a la mitad y la última al final. Las porciones tomadas se mezclan en un recipiente limpio, del que se obtiene una muestra integral de 2 L si se trata de cementos asfálticos o de 4 L en el caso de emulsiones asfálticas o asfaltos rebajados.

ENVASE, IDENTIFICACIÓN, TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO

Las muestras obtenidas se envasan, identifican, transportan y almacenan, tomando en cuenta lo siguiente:

Las muestras se envasan en recipientes de volumen suficiente, perfectamente limpios y secos antes de ser llenados, que pueden ser de lámina, vidrio o plástico cuando se trate de emulsiones asfálticas o asfaltos rebajados, y solamente de lámina de boca ancha cuando se trate de cementos asfálticos. Durante el envase se han de tener las siguientes precauciones:

- Que las muestras no se contaminen con polvo u otras materias extrañas.
- Que los recipientes queden llenos cuando se trate de materiales asfálticos líquidos y en cualquier caso, perfectamente tapados con objeto de evitar pérdidas de su contenido.
- Que en ningún caso utilicen tapones de hule.

IDENTIFICACIÓN

Las muestras se identifican mediante etiquetas que se fijan en los envases, en las cuales se anotan los siguientes datos claramente escritos:

- Remitente
- Tipo de material
- Procedencia del material
- Número de lote
- Tamaño del lote (expresado mediante el número de recipientes o depósitos que compone el lote y el volumen o masa promedio del material que contiene cada uno, o cuando se trate de un solo depósito, mediante el volumen de material que contiene)
- Fecha de fabricación o suministro del material
- Uso a que se destina
- Obra
- Tipo de muestra (parcial o integral) y su número
- Lugar de muestreo
- Temperatura del producto al momento del muestreo, con una aproximación de $\pm 1^\circ \text{C}$.
- Nivel a que se tomó la muestra
- Observaciones
- Fecha y hora del muestreo

Los datos indicados en el Inciso anterior también se anotan en una libreta de campo, así como todas las observaciones que se consideren necesarias.

TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO

Para transportar las muestras correctamente envasadas, del sitio de su obtención al laboratorio encargado de su análisis, se acomodan en el vehículo de transporte de tal modo que no se golpeen o dañen. Una vez recibidas en el laboratorio, se registran asignándoles un número de identificación para su prueba y se almacenan perfectamente tapadas en lugares frescos que no estén sujetos a cambios bruscos de temperatura. En general no es conveniente conservar las muestras en el laboratorio durante más de un mes antes de ser ensayadas.

VISCOSIDAD DINÁMICA DE CEMENTOS Y RESIDUOS ASFÁLTICOS

Este Manual describe el procedimiento de prueba para determinar la viscosidad dinámica de los cementos asfálticos o residuos de la destilación de emulsiones y asfaltos rebajados, en muestras tomadas conforme al Manual para *Muestreo de Materiales Asfálticos*.

Esta prueba permite determinar la consistencia de los materiales asfálticos mediante sus características de flujo a una temperatura de 60° C (40° F). Es aplicable a materiales asfálticos que tengan una viscosidad 4.2 a 20 000 Pa.s (42 a 200 000 P).

La prueba consiste en determinar el tiempo que tardan en pasar 20 mL del material por probar a través de un tubo capilar al vacío bajo condiciones de presión y temperatura preestablecidas, corregido por el factor de calibración del viscosímetro.

El equipo para la ejecución de la prueba estará en condiciones de operación, calibrado, limpio y completo en todas sus partes. Todos los materiales por emplear serán de alta calidad, considerando siempre la fecha de su caducidad.

VISCOSIMETRO

De tipo capilar, cilíndrico, hecho de vidrio de borosilicato templado. Puede ser de los siguientes tipos:

Viscosímetro capilar de vacío del Instituto del Asfalto (AIVV)

Como el mostrado en la Figura 1 y que cumpla con las características establecidas en la Tabla 1. Contará con bulbos de medición (B, C y D) localizados en el brazo (M) del viscosímetro, el cual es un capilar de vidrio perforado de precisión. Los bulbos serán segmentos capilares y estarán separados por marcas para cronometraje (F, G, H, I). Además, el viscosímetro contará con un soporte que lo mantenga en posición vertical cuando se coloque en el baño. Este soporte se puede conseguir comercialmente; sin embargo, es posible fabricar uno, taladrando dos orificios en un tapón N°11 de hule, de 22 y 8 mm respectivamente, con una distancia de centro a centro de los orificios de 25 mm. Se hace una ranura entre ambos orificios y también

entre el orificio de 8 mm y la orilla del tapón. Cuando se coloca en un orificio de 51 mm (2") en la cubierta del baño, el tapón mantiene al viscosímetro en su lugar.

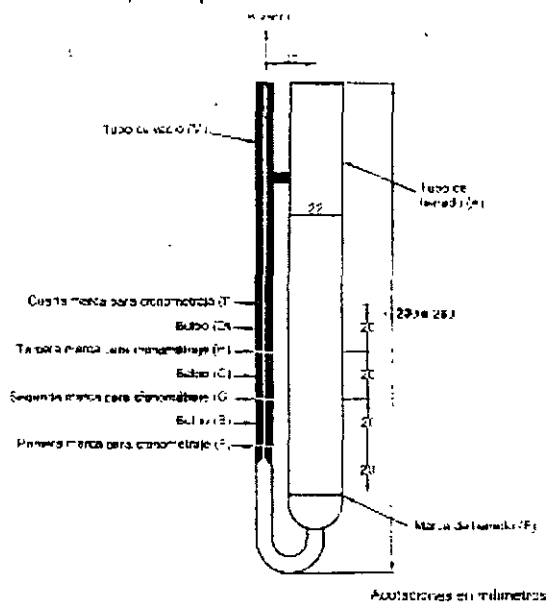


FIGURA 1. Viscosímetro capilar de vacío del Instituto del Asfalto (AIVV)

Viscosímetro de vacío Koppers modificado (MKVV)

Como el mostrado en la Figura 2 de este Manual y que cumpla con las características establecidas en la Tabla 2. Consistirá en un tubo de llenado (A) y un tubo de vidrio perforado capilar de vacío de precisión (M), unidos por una junta de borosilicato (N), con un filo estándar 24/40. Los bulbos de medición (B, C, y D), serán segmentos capilares de 20 mm de longitud, separados por marcas para cronometraje (F, G, H, I).

Además contará con un soporte que lo mantenga en posición vertical cuando se coloque en el baño. Este soporte se puede conseguir comercialmente, sin embargo es posible fabricar uno, taladrando un orificio de 28 mm en el centro de un tapón N°11 de hule y cortando al tapón entre el orificio y la orilla. Cuando se coloca en un orificio de 51 mm (2") en la cubierta del baño, el tapón mantiene al viscosímetro en su lugar.

TABLA 1.- Tamaños de viscosímetros estándar, radio capilar, factores de calibración aproximados (K) y rangos de viscosidad para viscosímetros capilares de vacío del Instituto del Asfalto(AIVV)

Tamaño nominal	Radio capilar mm	Factor de calibración aproximado (K) capilar vacío de 300 mm Hg Pa (P/s)			Rango de viscosidad dinámica, Pa.s (P)
		Bulbo B	Bulbo C	Bulbo D	
25	0,125	0,2 (2)	0,1 (1)	0,07 (0,7)	4,2 a 80 (42 a 800)
50	0,25	0,8 (8)	0,4 (4)	0,3 (3)	18 a 320 (180 a 3 200)
100	0,50	3,2 (32)	1,6 (16)	1 (10)	60 a 1 280 (600 a 12 800)
200	1,0	12,8 (128)	6,4 (64)	4 (40)	240 a 5 200 (2 400 a 52 000)
400	2,0	50 (500)	25 (250)	16 (160)	960 a 20 000 (9 600 a 200 000)
400R	2,0	50 (500)	25 (250)	16 (160)	960 a 14000 (9 600 a 140 000)
800R	4,0	2 00 (2 000)	100 (1 000)	64 (640)	3 800 a 580 000 (38 000 a 5 800 000)

- [1] Los factores de calibración exactos se obtendrán con viscosidad estándar
- [2] Los rangos de viscosidad corresponden a tiempos de llenado de 60 y 400 s. En ocasiones especiales se pueden utilizar tiempos de flujo mayores, incluso superiores a 1 000 s.
- [3] En estos casos se tienen marcas adicionales a 5 y 10 mm arriba de la marca para cronometraje F (ver Figura 1), para diseños especiales de asfaltos en cubiertas. Así, el rango de viscosidad máxima medible se incrementa respecto a aquel que utiliza al factor de calibración del bulbo B.

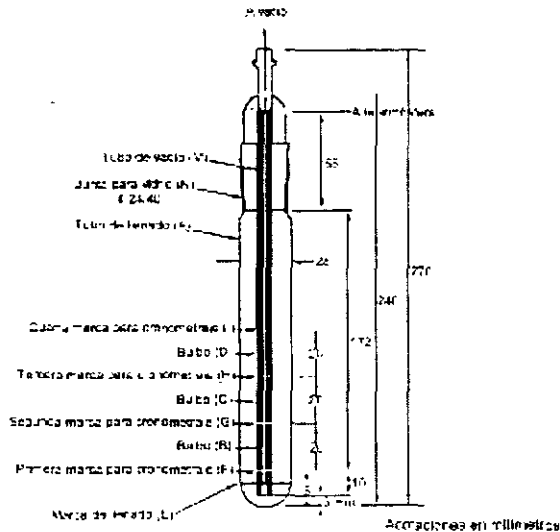


FIGURA 2.- Viscosímetro capilar de vacío Koppers modificado (MKVV)

TERMÓMETROS

De inmersión total, con escala que abarque de 0 a 150°C y aproximación de 0,2°C.

TABLA 2.- Tamaños de viscosímetros estándar, radio capilar, factores de calibración aproximados (K), y rangos de viscosidad para viscosímetros capilares de vacío Koppers modificados (MKVV)

Tamaño nominal	Radio capilar mm	Factor de calibración aproximado (K) capilar vacío de 300 mm Hg Pa (P/s)			Rango de viscosidad dinámica, Pa.s (P)
		Bulbo B	Bulbo C	Bulbo D	
25	0,125	0,2 (2)	0,1 (1)	0,07 (0,7)	4,2 a 80 (42 a 800)
50	0,25	0,8 (8)	0,4 (4)	0,3 (3)	18 a 320 (180 a 3 200)
100	0,50	3,2 (32)	1,6 (16)	1 (10)	60 a 1 280 (600 a 12 800)
200	1,0	12,8 (128)	6,4 (64)	4 (40)	40 a 5 200 (2 400 a 52 000)
400	2,0	50 (500)	25 (250)	16 (160)	960 a 20 000 (9 600 a 200 000)

[1] Los factores de calibración exactos se obtendrán con viscosidad estándar

[2] Los rangos de viscosidad corresponden a tiempos de llenado de 60 y 400 s. En ocasiones especiales se pueden utilizar tiempos de flujo mayores, incluso superiores a 1 000 s

BAÑO

Con las dimensiones adecuadas para que la marca para cronometraje superior de los viscosímetros, pueda ubicarse por lo menos a 20 mm por debajo de la superficie del líquido del baño.

Que permita observar en todo momento tanto el viscosímetro como el termómetro.

Que forme parte integral del viscosímetro o que cuente con un soporte firme para este último.

SISTEMA DE VACIO

Que tenga un sistema general como el que se muestra esquemáticamente en la Figura 3.

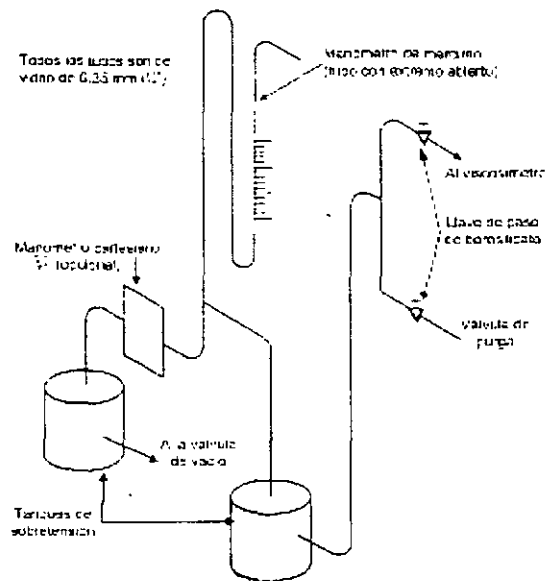


FIGURA 3 Sistema de vacío sugerido para viscosímetros capilares de vacío

Capaz de mantener un nivel de vacío de hasta 300 mm Hg con aproximación de $\pm 0,5$ mm Hg.

A base de tubos de vidrio con un diámetro interior de 6,35 mm (1/4"), con juntas herméticas entre los tubos que garanticen que no se pierda el vacío.

Que cuente con un manómetro de mercurio con un extremo abierto, con aproximación de 1 mm Hg y una bomba de vacío.

CRONÓMETROS

Dos cronómetros, con aproximación de 0,1 s y precisión de $\pm 0,05\%$.

LÍQUIDO PARA LLENAR EL BAÑO

Agua destilada.

PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

La muestra de prueba, según se trate de cemento asfáltico, del residuo de la prueba de película delgada o del residuo asfáltico obtenido por destilación de una emulsión o de un asfalto rebajado, se prepara como se indica a continuación:

Todos los tubos son de Manómetro de mercurio vidrio de 6,35 mm (¼") tubo con extremo abierto)

MUESTRA DE CEMENTO ASFÁLTICO

Se calienta la muestra en un recipiente apropiado, agitándola ocasionalmente para evitar el sobrecalentamiento local y distribuir el calor uniformemente hasta que adquiera la fluidez suficiente que facilite su vaciado.

Se vacían 20 mL de la muestra en un contenedor adecuado y se calienta hasta alcanzar una temperatura de $135 \pm 5.5^\circ \text{C}$ ($275 \pm 10^\circ \text{F}$), agitándola ocasionalmente para evitar el sobrecalentamiento local, distribuir el calor uniformemente y evitar que quede aire atrapado.

RESIDUO DE LA PRUEBA DE PELÍCULA DELGADA

El residuo de la prueba de película delgada, según se indica en el Manual para *Pruebas en el Residuo de la Película Delgada de Cementos Asfálticos*, se prepara colocando las charolas sobre las placas de asbesto-cemento; después se acomoda el conjunto sobre la plataforma circular, se introduce en el horno, que estará a una temperatura de 163°C y se hace girar la plataforma a una velocidad de 5 a 6 rpm durante 15 min. Hecho esto, se sacan las charolas del horno y se vierte su contenido en una sola de ellas con ayuda de una espátula, agitándolo para homogeneizarlo. Hecho lo anterior se procede como se indica en este Manual.

MUESTRA DEL RESIDUO POR DESTILACIÓN DE UNA EMULSIÓN ASFÁLTICA

Inmediatamente después de obtener el residuo por destilación de la emulsión asfáltica mediante el procedimiento de prueba indicado en el Manual *Destilación de Emulsiones Asfálticas*, se destapa el alambique utilizado en esa prueba, se homogeneiza su contenido con la espátula, se toma una muestra de prueba de aproximadamente 20 mL en un contenedor apropiado, vertiendo el residuo a través de la malla N° 50, y se procede como se indica en este Manual.

MUESTRA DEL RESIDUO POR DESTILACIÓN DE UN ASFALTO REBAJADO

Inmediatamente después de obtener el residuo por destilación del asfalto rebajado mediante el procedimiento de prueba indicado en el Manual *Destilación de Asfaltos Rebajados* y tan pronto como deje de vaporizar en la cápsula metálica utilizada en esa prueba, se homogeneiza con la espátula, se toma una muestra de prueba de aproximadamente 20 mL en un contenedor apropiado y se procede como se indica en este Manual.

DETERMINACIÓN DE LA VISCOSIDAD DINÁMICA

CALIBRACIÓN DEL EQUIPO

Calibración del viscosímetro de vacío por medio de viscosidad estándar

Se calibrará mediante un aceite de viscosidad estándar cuando en la muestra de prueba se esperen las viscosidades dinámicas aproximadas señaladas en la Tabla 3 de este Manual.

TABLA 3.- Viscosidades estándar de aceites utilizados para la calibración de los viscosímetros

Viscosidad estándar	Viscosidad dinámica aproximada, η Pa.s (P)	
	A 20° C (68° F)	A 38° C (100° F)
N 30 000	150 (1 500)	24 (240)
N 190 000	800 (8000)	160 (1600)
S 30 000	—	24 (240)

Se selecciona de la Tabla 3, un aceite de viscosidad estándar que tenga un tiempo mínimo de flujo de 60 s a la temperatura de calibración.

Se carga un viscosímetro limpio y seco con el aceite estándar hasta ± 2 mm de la línea de llenado E (ver las Figuras 1 y 2 de este Manual).

Se coloca el viscosímetro cargado en el baño, manteniendo la temperatura de calibración con aproximación de $\pm 0,01^\circ$ C ($\pm 0,02^\circ$ F).

Se establece un vacío de $300 \pm 0,5$ mm de Hg en el sistema de vacío y se conecta éste al viscosímetro con la llave de paso cerrada en la línea que va a este último.

Después de que el viscosímetro ha estado en el baño por 30 ± 5 min, se inicia el flujo del aceite estándar abriendo la llave de paso en la línea que va al sistema de vacío.

Se mide el tiempo requerido para que la orilla principal del menisco, es decir, la parte superior visible del mismo, pase entre las marcas F y G, con aproximación de 0,1 s. Utilizando otro cronómetro, se mide el tiempo requerido para que la orilla principal del menisco pase entre las marcas para cronometraje G y H, con aproximación de

1s. Si el instrumento contiene marcas para cronometraje adicionales, se determina de la misma manera el tiempo de flujo para cada bulbo sucesivo.

Se calcula el factor de calibración K, para cada bulbo como sigue:

$$K = \frac{\eta_e}{t}$$

Donde:

K = Factor de calibración del bulbo (a 300 mm Hg), (Pa)

η_e = Viscosidad dinámica del aceite de viscosidad estándar a la temperatura de calibración, (Pa.s)

t = Tiempo de flujo, (s)

Se repite el procedimiento de calibración utilizando la misma viscosidad estándar u otra viscosidad estándar distinta.

Se calcula y registra el promedio del factor de calibración K para cada bulbo. Los resultados obtenidos en las dos determinaciones no deben variar más del 2% respecto a su promedio, en caso contrario se repetirá el procedimiento hasta que esto se cumpla.

Es importante hacer notar que los factores de calibración del bulbo son independientes de la temperatura.

Calibración del viscosímetro de vacío por medio del viscosímetro de vacío estándar

Se elige cualquier material asfáltico que tenga un tiempo de flujo de al menos 60 s y se selecciona un viscosímetro estándar con factores de calibración de bulbo (K) conocidos

Se monta el viscosímetro estándar junto con el viscosímetro que va a ser calibrado en el mismo baño a 60° C (140° F) y se determinan los tiempos de flujo del material asfáltico en el procedimiento descrito en este Manual.

Se calcula el factor de calibración K para cada bulbo como sigue:

$$K = \frac{K_2 \times t_2}{t_1}$$

Donde:

K₁ = Factor de calibración del bulbo del viscosímetro que se está calibrando, (Pa)

K_2 = Factor de calibración del bulbo del viscosímetro estándar, (Pa)

t_1 = Tiempo de flujo del bulbo del viscosímetro que se está calibrando, (s)

t_2 = Tiempo de flujo del bulbo del viscosímetro estándar, (s)

PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

El procedimiento de prueba varía ligeramente según el tipo de viscosímetro que se utilice, por lo que, además de lo indicado a continuación, es necesario considerar las características particulares de los viscosímetros señaladas en este Manual.

Se mantiene el baño a $6^\circ \pm 0,01^\circ\text{C}$ ($140 \pm 0,02^\circ\text{F}$), aplicando, en su caso, las correcciones necesarias en todas las lecturas del termómetro.

Se selecciona un viscosímetro limpio y seco, que dé un tiempo de flujo mayor de 60 s y se precalienta a $135 \pm 5,5^\circ\text{C}$ ($275 \pm 10^\circ\text{F}$).

Se carga el viscosímetro vertiendo la muestra preparada a ± 2 mm de la línea de llenado E (ver Figuras 1 y 2 de este Manual).

Se coloca el viscosímetro cargado en un horno o un baño, mantenidos a $135 \pm 5,5^\circ\text{C}$ ($275 \pm 10^\circ\text{F}$) por un período de 10 ± 2 min, para eliminar la mayor parte de las burbujas de aire atrapadas.

Se retira el viscosímetro del horno o del baño y, en un tiempo no mayor de 5 min, se inserta el viscosímetro en un soporte y se coloca verticalmente en el baño, de tal manera que la marca para cronometraje superior, esté al menos 20 mm por debajo de la superficie del líquido de baño.

Se establece un vacío de $300 \pm 0,5$ mm Hg en el sistema de vacío y se conecta éste al viscosímetro con la llave de paso cerrada.

Después de que el viscosímetro ha estado en el baño por 30 ± 5 min, se inicia el flujo del material asfáltico abriendo la llave de paso en la línea que va al sistema de vacío.

Se mide el tiempo requerido para que la orilla principal del menisco pase entre dos marcas para cronometraje sucesivas, que es el tiempo de flujo. Se reporta el primer tiempo de flujo que sea mayor de 60 s entre dos marcas para cronometraje sucesivas, registrando la letra de identificación de estas últimas

Una vez completada la prueba se deja drenar el viscosímetro para después limpiarlo perfectamente enjuagando varias veces con un solvente apropiado completamente miscible con la muestra, seguido por un solvente totalmente volátil. Posteriormente se seca el viscosímetro pasando por una corriente lina de aire seco filtrado durante 2 min, o hasta que la última marca de solvente desaparezca

CÁLCULOS Y RESULTADOS

Se selecciona el factor de calibración (K) que corresponda al par de marcas para cronometraje utilizadas para la determinación del tiempo de flujo. Se calcula la viscosidad mediante la siguiente ecuación:

$$\eta_c = K \times t$$

Donde:

η =Viscosidad dinámica, (Pa.s)

K = Factor de calibración seleccionado, (Pa)

t =Tiempo de flujo, (s)

La viscosidad dinámica se reportará con una aproximación al milésimo, anotando además, la temperatura de prueba y la presión de vacío utilizada.

PRECAUCIONES PARA EVITAR ERRORES

Para evitar errores durante la ejecución de la prueba, se observan las siguientes precauciones:

Sumergir los termómetros de tal forma que sólo la columna de mercurio este cubierta por el agua y el resto del tallo y la cámara de expansión estén expuestos a la temperatura del laboratorio y a la presión ambiental, ya que en caso contrario podrían obtenerse mediciones inexactas y tendrían que hacerse correcciones.

Verificar que el viscosímetro esté calibrado de acuerdo con lo establecido en este Manual.

Limpiar periódicamente el viscosímetro con una solución limpiadora de ácido crómico para remover depósitos orgánicos, enjuagándolo completamente con agua destilada y acetona, y secándolo con aire seco y limpio. Se puede preparar solución limpiadora de ácido crómico, adicionando con las precauciones normales, 800 mL de ácido sulfúrico concentrado a una solución de 92 g de dicromato de sodio en 458 mL de agua. Es aceptable el uso de soluciones limpiadoras de ácido sulfúrico comercial similar. El uso de soluciones limpiadoras alcalinas puede producir un cambio en la calibración del viscosímetro, por lo que no son recomendables.

Cuidar que la variación de temperatura en la muestra durante las calibraciones y las pruebas, esté dentro de la tolerancia indicada.

2.2 Funcionamiento de la planta de asfalto

OPERACIONES DE PLANTA

OBJETIVOS DEL INSPECTOR

Al concluir este capítulo del manual, el inspector deberá:

- Conocer la función de una planta de asfalto.
- Conocer los dos tipos básicos de plantas de asfalto y sus componentes principales.
- Reconocer los procedimientos correctos para manejar, almacenar, y muestrear el agregado.
- Conocer las partidas que deben aparecer en los registros de planta del inspector.
- Conocer la operación de los sistemas de alimentación de agregados fríos.
- Reconocer las características que deben ser verificadas en una inspección visual de la mezcla en caliente.
- Conocer los procedimientos básicos de muestreo y ensayo para verificar las características de la mezcla en caliente.
- Conocer los requisitos de seguridad necesarios para mantener una operación de planta eficiente y segura.

INTRODUCCIÓN

Una planta de asfalto es un conjunto de equipos mecánicos electrónicos en donde los agregados son combinados, calentados, secados y mezclados con asfalto para producir una mezcla asfáltica en caliente que debe cumplir con ciertas especificaciones. Una planta de asfalto puede ser pequeña o puede ser grande. Puede ser fija (situada en un lugar permanente) o puede ser portátil (transportada de una obra a otra). En términos generales cada planta puede ser clasificada como (1) planta de dosificación (Figura 4.1), o como (2) planta mezcladora de tambor (Figura 4.2). Las diferencias entre las plantas de dosificación y las plantas mezcladoras de tambor se describen más adelante.

RESPONSABILIDADES DEL INSPECTOR DE PLANTA

El inspector de planta es un miembro importante dentro del equipo de personas que comparte la responsabilidad de producir una mezcla de alta calidad. Su función principal consiste en observar la operación de la planta y muestrear los productos finales para revisar la conformidad de la mezcla. El inspector debe saber "cómo" y

“porqué” se debe efectuar el trabajo. El debe estar enterado de todo lo que esta sucediendo y deberá notificar cualquier problema al supervisor de la planta. Sin embargo, un inspector nunca deberá asumir la responsabilidad de graduar cualquiera de los controles de la planta, o de fijar cualquier medidor, manómetro o contador.

Es muy importante que el inspector mantenga una actitud de cooperación y ayuda, mostrando a la vez firmeza y justicia en sus decisiones, y siendo siempre fiel a sus responsabilidades.

Catorce partes principales

- | | |
|--------------------------------------|--|
| 1. Tolva fría | 8. Unidad de cribado |
| 2. Compuerta de alimentación en frío | 9. Tolvas calientes |
| 3. Elevador de material en frío | 10. Caja pesadora |
| 4. Secador | 11. Unidad de mezclado - oamasadero |
| 5. Colector de polvo | 12. Deposito de relleno mineral |
| 6. Chimenea de escape | 13. Deposito de cemento asfáltico caliente |
| 7. Elevador de material en caliente | 14. Cuba de pesado de asfalto |

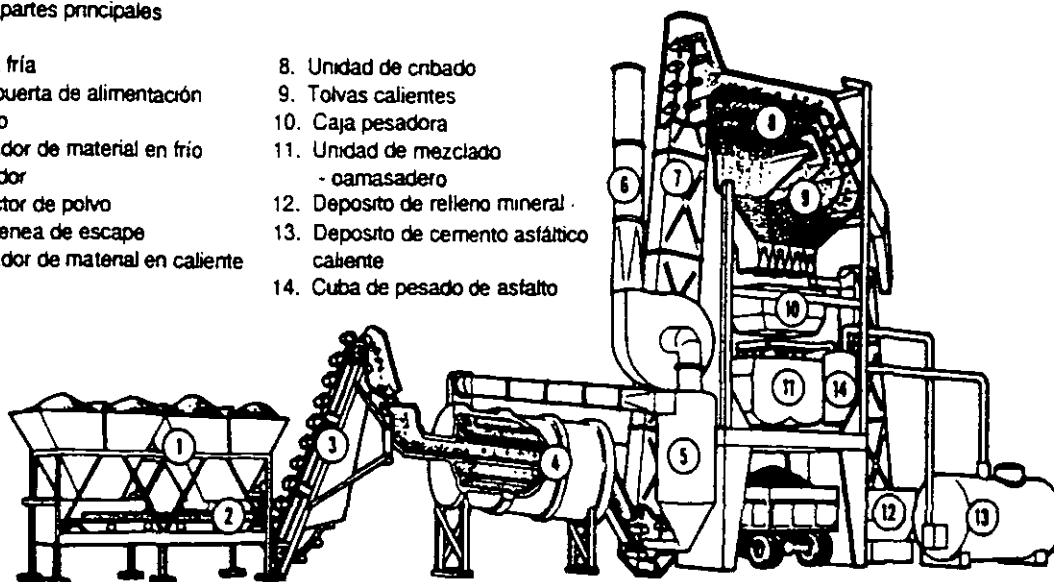


FIGURA 4.1 - Vista en Corte de una Planta de Dosificación.

En general, las obligaciones del inspector incluyen:

- Sacar muestras, ensayar y evaluar los materiales para revisar conformidad con las especificaciones.
- Conocer el procedimiento para calibrar correctamente los medidores de asfalto y los alimentadores de agregado.
- Monitorear las operaciones de planta para garantizar el calentamiento correcto y el secado del agregado, la temperatura correcta del asfalto, la distribución correcta de los materiales, y la producción uniforme de concreto asfáltico conforme con las especificaciones.

- Mantener registros oficiales completos y exactos.
- Mantener un diario personal de la operación de planta.
- Ejercitar procedimientos de seguridad, estando constantemente alerta de condiciones o practicas peligrosas, y notificando dichas condiciones o practicas a las autoridades pertinentes.

El inspector también debe estar enterado de todas las regulaciones y ordenanzas federales, estatales y locales relacionadas con la operación de la planta - tales como regulaciones en la polución del aire y del agua, requerimientos anti-ruido, horas restringidas de Operación, etcétera. Cualquier violación de dichas regulaciones deberá ser notificada al contratista.

PROPÓSITO Y DISPOSICIÓN DE LOS EQUIPOS

El propósito es el mismo sin importar el tipo de planta. El propósito es de producir una mezcla en caliente que posea las proporciones deseadas de asfalto y agregado, y que cumpla con todas las especificaciones. Ambos tipos de planta (plantas de dosificación y plantas mezcladoras de tambor) están diseñados para lograr este propósito. La diferencia entre los dos tipos de planta es que las plantas de dosificación secan y calientan el agregado y después, en un mezclador separado, lo combinan con el asfalto en dosis individuales; mientras que las plantas mezcladoras de tambor secan el agregado y lo combinan con el asfalto en un proceso continuo y en la misma sección del equipo. En la Figura 4.3 se ilustran similitudes y diferencias físicas entre ambos tipos de planta.

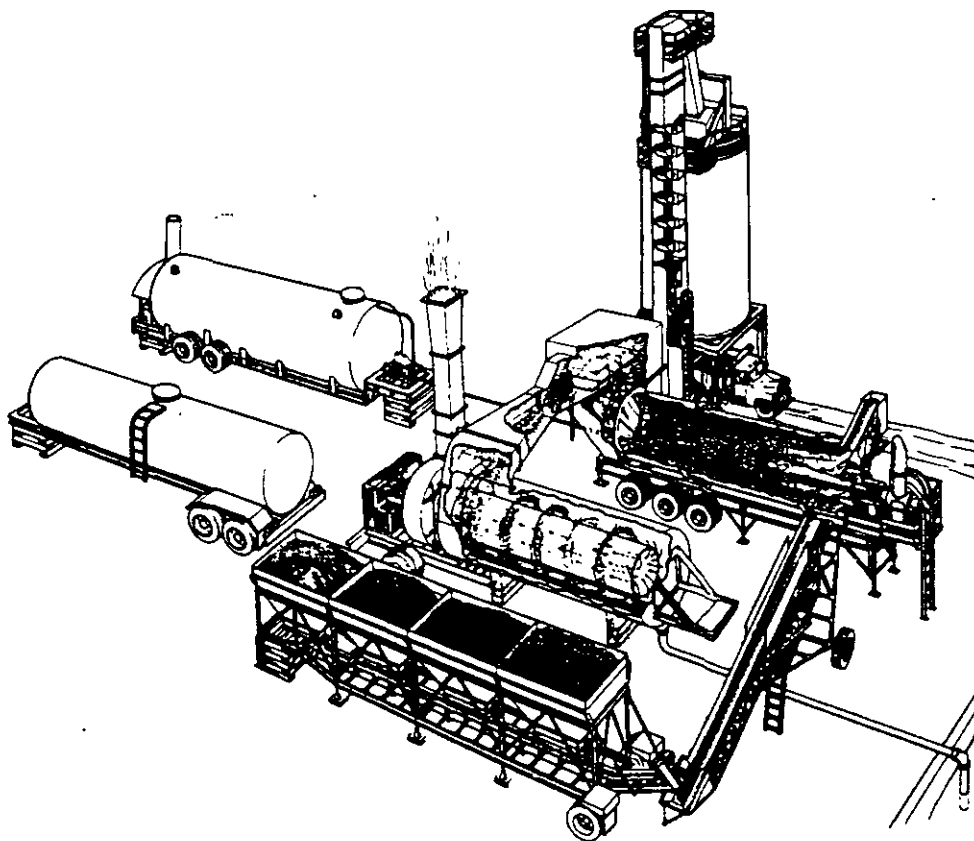


FIGURA 4.2. - Planta Mezcladora de Tambor.

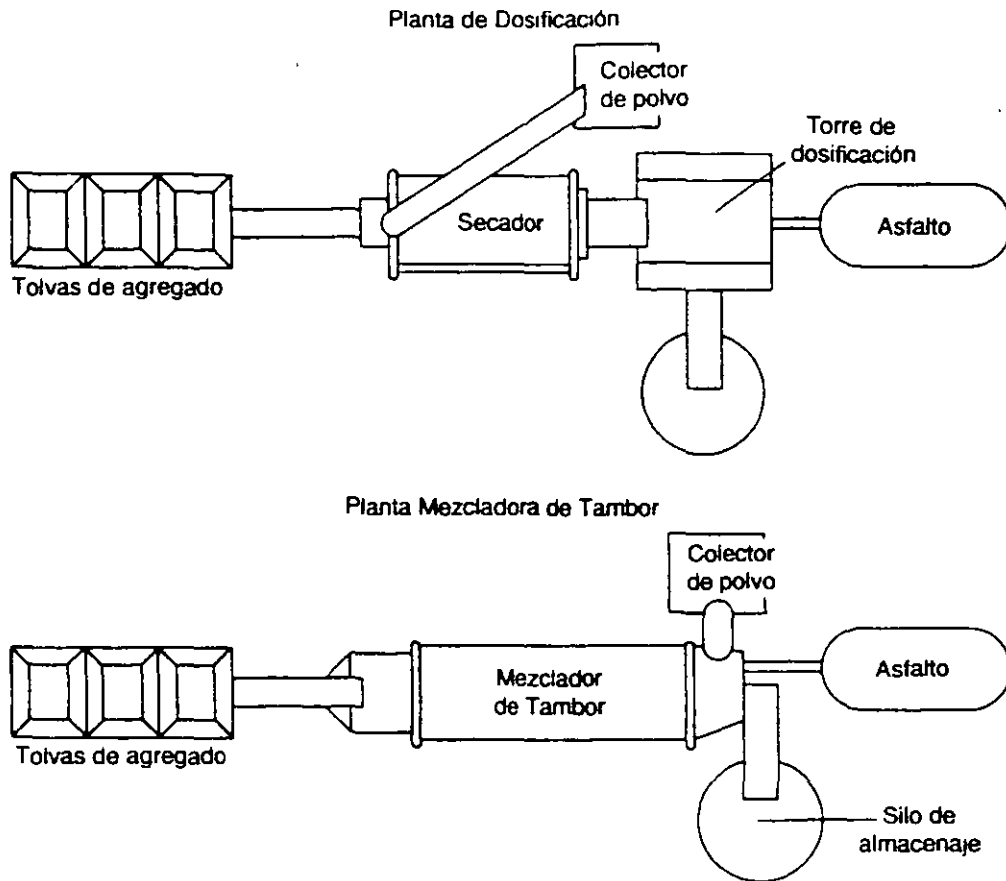


FIGURA 4.3 - Disposición Típica de Equipos en la Planta de Dosificación y en la Planta Mezcladora de Tambor.

MATERIALES

La calidad de la mezcla en caliente producida es tan buena como la calidad de los materiales usados en la planta. Por lo tanto, una de las obligaciones primordiales del inspector es la de garantizar la disponibilidad de una adecuada reserva de materiales apropiados antes de, y durante, las operaciones de la planta. En las secciones siguientes se examina el manejo y control del asfalto y del agregado. Los fundamentos presentados se aplican a todas las plantas de concreto asfáltico.

ALMACENAMIENTO Y MANEJO DE AGREGADOS

El inspector tiene la responsabilidad de ver que los agregados sean acopiados y manejados de tal manera que se minimice la degradación y la segregación, y se evite la contaminación. El área de acopio deberá estar limpia y estable para prevenir contaminación. Se deberán tomar las medidas necesarias para prevenir que los diferentes agregados se entremezclen. Dichas medidas incluyen tener un espacio suficiente que permita la separación de las pilas de agregado, o el uso de muros de

contención entre las pilas. Si se usan muros, estos deberán extenderse hasta la altura completa de la pila para prevenir rebalses. También deberán ser lo suficiente fuertes para no ceder bajo los esfuerzos aplicados.

La manera como los agregados deben ser manejados durante el acopio depende de la naturaleza misma del material. Los agregados finamente graduados (tales como arenas y materiales finos) y los de un solo tamaño no requieren el mismo cuidado en su manejo que los agregados gruesos compuestos de varios tamaños de partícula. Las arenas, el agregado triturado fino, y los agregados de un solo tamaño (especialmente los tamaños pequeños) pueden ser manejados y almacenados casi de cualquier manera. Las combinaciones de agregados, sin embargo, requieren de un manejo especial. Por ejemplo, si un material que contiene partículas gruesas y finas se coloca en una pila con forma de cono, es probable que presente segregación debido a que las partículas grandes van a rodar por la pendiente de la reserva (Figura 4.4.B). Esta segregación puede ser minimizada si se construye la pila en capas (Figura 4.4.A).

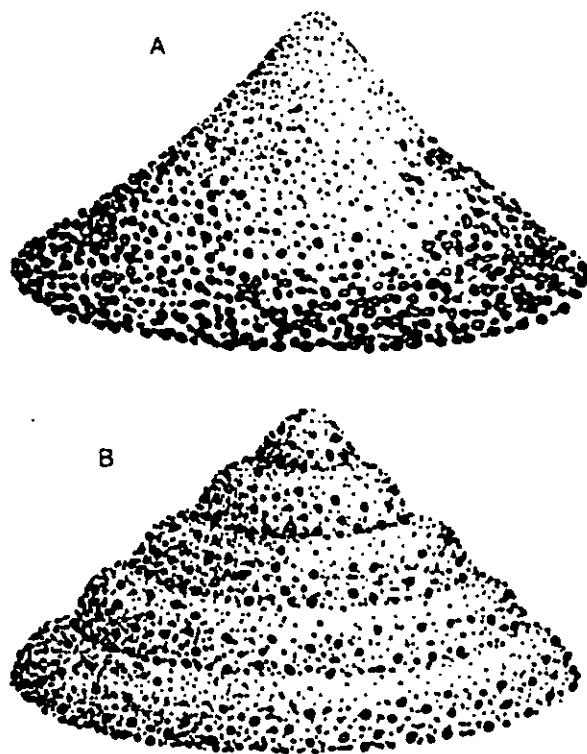


FIGURA 4.4 - Método (A) Incorrecto e (B) Correcto para Apilar Agregado con Partículas Grandes y Pequeñas.

Si los agregados son transportados en camión, se puede construir una pila en capas vaciando las camionadas, una cerca de otra, sobre la superficie total del montón. El tamaño de las camionadas determinará el espesor de cada capa. Cuando el apilamiento se hace con grúa, las cargas deberán depositarse (sin ser arrojadas) una cerca de otra para formar capas de espesor uniforme. Cada capa deberá ser terminada antes de comenzar a apilar la capa siguiente, como lo muestra la Figura 4.5.

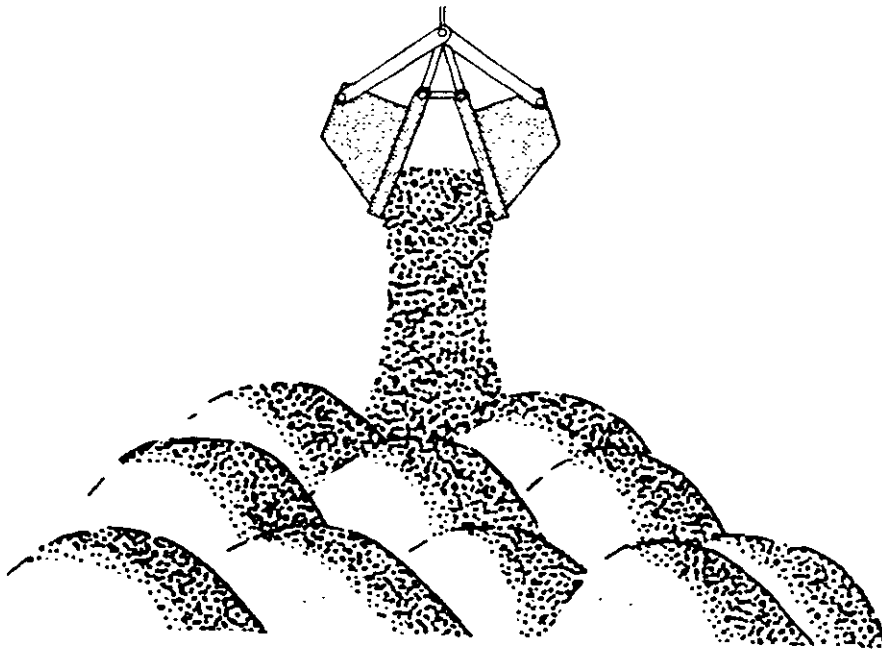


FIGURA 4.5 - Apilamiento con Grúa.

Si se usa una topadora (buldozer) para construir la pila, la topadora tendrá que depositar el agregado de tal forma que la pila crezca en capas uniformes. Cada capa no deberá tener un espesor de más de 1.20 metros (4 pies). La manipulación de agregados con topadora deberá ser mínima, debido a que cualquier movimiento del agregado puede causar segregación y degradación.

Si se permite el uso de topadoras en el manejo de pilas de agregado, estas no deberán trabajar continuamente sobre el mismo nivel. Si esto llegara a ocurrir, el material fino, producido por la acción moledora de la banda de rodamiento, encontrará el camino hacia la parte baja de la rampa que está siendo usada por la topadora (Figura 4.6). Por lo tanto, el material tendrá que volver a ser tamizado antes de ser usado en la mezcla. De otra manera, el material deberá ser desechado. Este problema no está únicamente limitado al uso de topadoras y otros vehículos de tracción; también ocurre cuando se usan equipos con llantas de caucho.

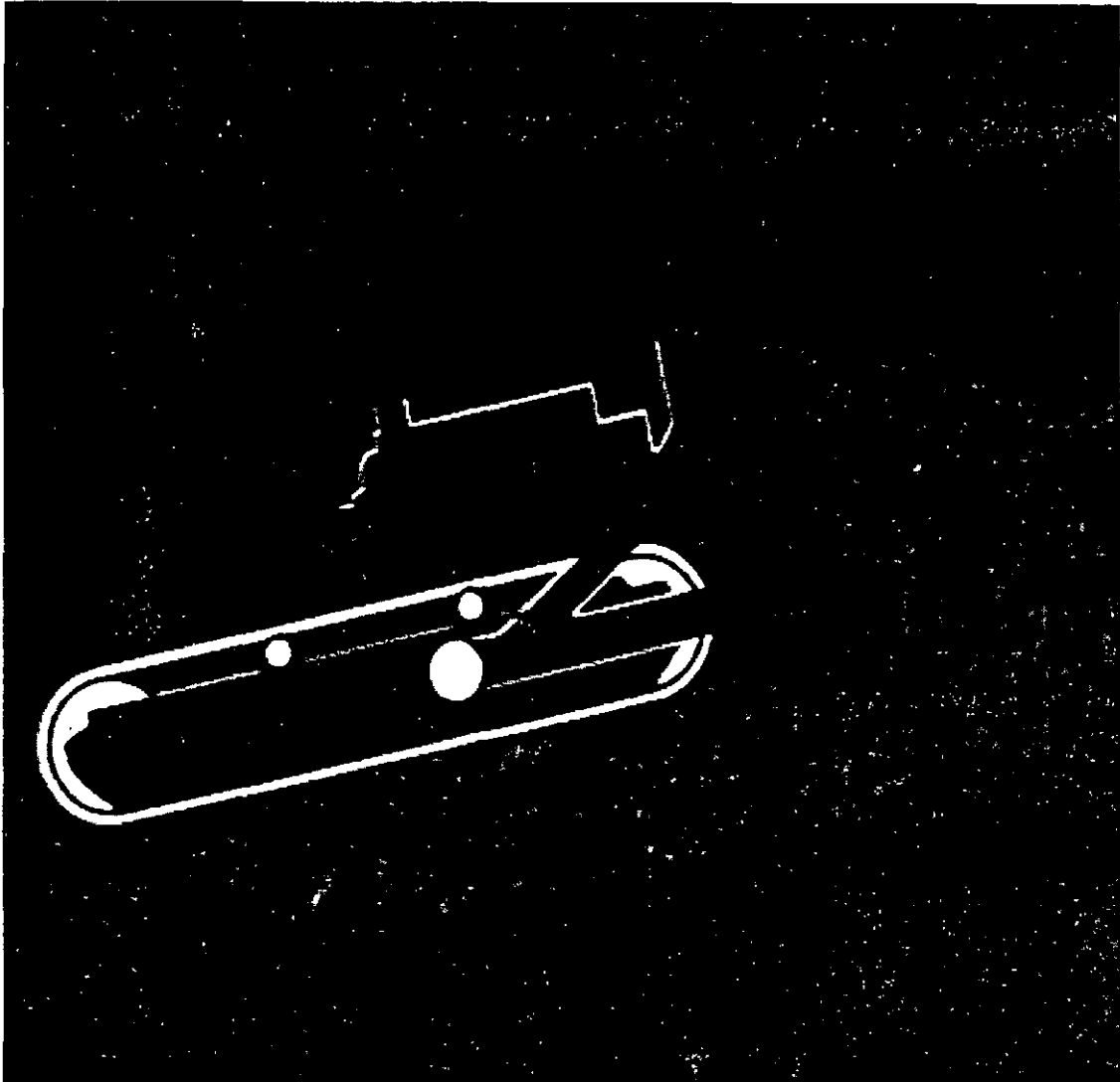


FIGURA 4.6 - Segregación Causada por la Topadora.

Para garantizar que la pila mantenga una graduación uniforme se deben tomar muestras del agregado, y ensayarlas con frecuencia. Cada muestra de la pila debe ser un compuesto de agregados tomados de diferentes niveles de la pila - cerca a la cima, en la mitad, y cerca de la base. Es posible usar un escudo de madera o metal metido verticalmente en la pila, justo por encima del área de muestreo, para prevenir que partículas sueltas de agregado se derrumben sobre la muestra durante la operación de muestreo.

Para obtener muestras, use una pala de punta cuadrada con bordes doblados hacia arriba tal que formen una cuchara. Introduzca horizontalmente la cuchilla de la pala dentro de la pila y remueva una palada de material. Tenga cuidado de no dejar caer ninguna de las partículas. Luego coloque el agregado en un balde. Las paladas siguientes serán colocadas en el mismo balde.

Asegúrese de obtener una palada de agregado, en el área de muestreo, de cada nivel de la pila. Es importante que las áreas de muestreo no estén en línea vertical. Estas deberán estar más bien escalonadas alrededor, o dentro, de la pila, para garantizar muestras representativas.

MUESTRO DEL AGREGADO

Las cantidades usadas para muestreo de agregado están señaladas en la Figura 47. La información incluye pesos recomendados de muestras basados en el tamaño máximo de partícula del agregado. Recuérdese que las muestras más representativas son tomadas de la banda de alimentación, y no de la pila o la tolva. El muestreo estadístico está fuera del alcance de esta discusión. Si llegara a ser necesario, la norma ASTM D 3665, Método Normalizado para Muestreo Aleatorio, describe procedimientos para dicho muestreo.

Tamaño Máximo Nominal de Partículas, (Porcentaje que pasa)		Peso mínimo de muestras de campo*	
mm	Agregado Fino	lb	kg
2.36	No. 8	10	5
4.75	No. 4	10	5
Agregado Grueso			
9.5	3/8 in.	10	5
12.5	1/2 in.	20	10
19.0	3/4 in.	30	15
25.0	1 in.	50	25
37.5	1-1/2 in.	70	30
50.0	2 in.	90	40
63	2-1/2 in.	100	45
75	3 in.	125	60
90	3-1/2 in.	150	65

*Las muestras para los ensayos deben obtenerse de la muestra de campo mediante un cuarteo, o mediante cualquier otro medio que garantice una porción representativa.

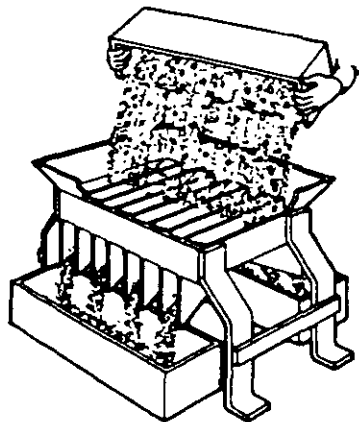
FIGURA 4.7 - Tamaño de Muestras.

Después de haber seleccionado una muestra de agregado, es a veces necesario reducir su tamaño (volumen) a uno más conveniente para que pueda ser manejada y ensayada. Debido a que este proceso de reducción puede causar segregación, es necesario tener mucho cuidado para poder preservar la integridad de la muestra. La Figura 4.8 ilustra dos ejemplos de métodos de reducción. Generalmente, es preferible usar el partidador mecánico de muestras con agregados gruesos o agregados finos secos. Por otro lado, el cuarteo es el mejor método cuando la

muestra de agregado esta húmeda. La norma AASHTO T 248 describe ambos métodos en detalle.

ALMACENAMIENTO Y MANEJO DEL ASFALTO

Las cantidades de asfalto almacenadas en la planta deben ser suficientes para permitir una operación uniforme en la misma, aún si se tienen en cuenta los cargamentos retrasados y el tiempo de los ensayos de aceptación. La mayoría de las plantas tienen al menos dos tanques de asfalto - un tanque de trabajo y uno de reserva (Figura 4.9). Cuando se requiere más de un grado de asfalto para una obra, es necesario disponer de un tanque para cada grado



Metodo usando partidor de muestras

Cuarteo de Muestras

Los tamaños de muestras también pueden reducirse. El método de cuarteo deberá ser usado cuando no se disponga de partidores mecánicos. El cuarteo simplemente requiere de una tela para cuarteo y de un palo o vara - y se hace de la siguiente manera:

1. Vacíe el contenido del balde de ensayo sobre una tela de cuarteo.



2. Nivela la muestra sobre la tela, usando la vara.



3. Introduzca una vara por debajo de la tela y levante los extremos para dividir la muestra en dos partes iguales.



4. Repita el paso 3, dividiendo la muestra en cuatro partes.



5. Utilice dos partes diagonales para las pruebas.

Si la muestra no llega a ser lo suficiente pequeña, repita el procedimiento de cuarteo.

Metodo de cuarteo

FIGURA 4.8 - Reducción de Muestras de Agregado.

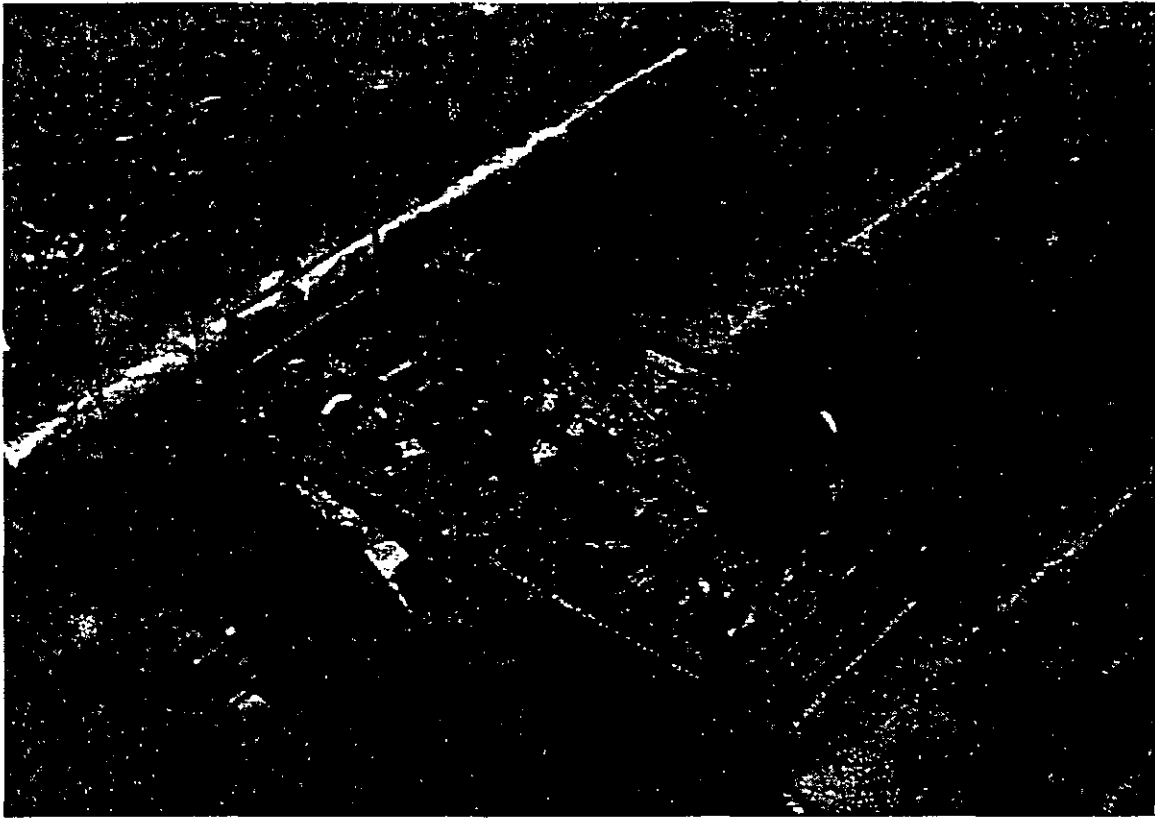


FIGURA 4.9 - Una Serie de Tanques de Almacenamiento de Asfalto.

Los tanques de almacenamiento de asfalto deberán ser calibrados para que la cantidad remanente de material en el tanque pueda ser determinada en cualquier momento. También deberán ser calentados para mantener el asfalto lo suficiente fluido para que pueda moverse por las líneas de carga y descarga. El calentamiento se hace eléctricamente o circulando aceite caliente a través de serpentines en el tanque. Independientemente del método usado, nunca una llama de fuego deberá entrar en contacto directo con el tanque.

Cuando se usa aceite circulante caliente, el nivel de aceite en el depósito de la unidad de calentamiento deberá revisarse periódicamente. Una disminución en el nivel puede indicar escape de aceite hacia el tanque, lo cual puede causar contaminación del asfalto.

Todas las líneas de transferencia, bombas y cubetas pesadoras deben tener calentadores de serpentín o chaquetas para que el asfalto siempre permanezca con suficiente fluidez para ser bombeado. Uno o más termómetros deberán colocarse en el sistema de alimentación de asfalto para garantizar el control de la temperatura del asfalto.

Las líneas de retorno que descargan en el tanque de almacenamiento deberán estar siempre por debajo del nivel de asfalto para prevenir que el asfalto se oxide durante su circulación (Figura 4.10). Para romper el vacío creado en las líneas cuando se invierte la bomba, y para limpiar las líneas, se deben cortar dos o tres ranuras

verticales en la línea de retorno dentro del tanque, por encima de la marca de máximo nivel.

Se puede instalar una válvula o espiga en el sistema de circulación para permitir muestreo de asfalto. Cuando se este muestreando en el sistema de circulación, se deberá tener mucha precaución, puesto que la presión en las líneas puede causar salpicaduras de asfalto caliente.

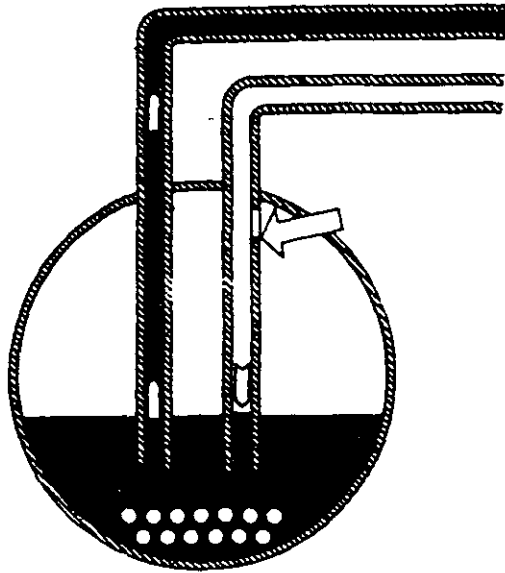


FIGURA 4.10 - Línea de Retorno de Asfalto.

MUESTREO DE ASFALTO

Normalmente las muestras de asfalto se toman de una válvula de muestreo en un tanque de camión o de almacenamiento. A continuación se presentan unas reglas importantes que deben seguirse durante el muestreo de asfalto:

Tome las muestras en las válvulas de muestreo diseñadas para este propósito, para garantizar que las muestras sean representativas de todo el cargamento (Figura 4.11) Las muestras de inmersión tomadas de la parte alta del tanque no son generalmente representativas. La norma AASHTO T 40 describe otros métodos de muestreo, y también algunas especificaciones de agencias gubernamentales.

- Use solamente recipientes nuevos, limpios, y secos.
- Permita que por lo menos un litro de asfalto drene de la válvula antes de tomar la muestra. Esto limpia la válvula y las líneas y ayuda a proporcionar una muestra representativa.
- Selle inmediatamente los recipientes llenos con tapas limpias, secas, y de ajuste apretado. Limpie cualquier material que se haya derramado sobre el

- recipiente usando un trapo limpio y seco. NUNCA use un trapo empapado o sumergido en solvente.
- Marque todos los recipientes claramente. No marque las tapas, porque una vez la tapa sea removida será imposible identificar la muestra en el recipiente. Para marcar use un marcador indeleble. Solamente use rótulos cuando no hay peligro de que se pierdan durante el transporte de las muestras.
 - Siga todas las precauciones de seguridad necesarias para manejar y almacenar asfalto caliente. Recuerde que el cemento asfáltico está muy caliente cuando es muestreado. Por esta razón, use ropa de protección (guantes, careta, camisa de manga larga) para evitar quemaduras.

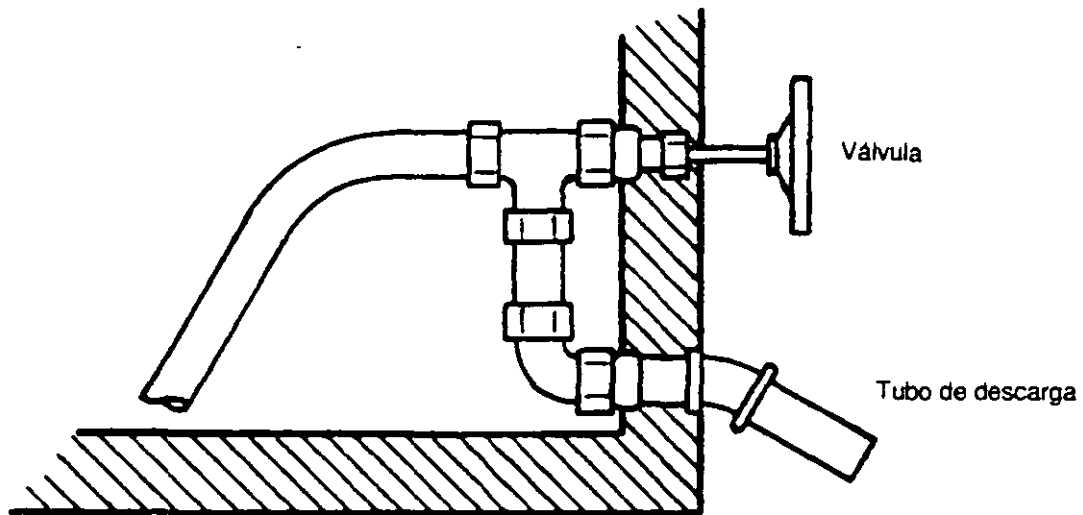


FIGURA 4.11 - Dispositivo Usado en Tanques de Camión o de Almacenamiento para Muestrear Asfalto.

MANEJO Y ALIMENTACIÓN DEL RELLENO MINERAL

Almacenamiento y Manejo

El relleno mineral está sujeto a aglutinamiento o endurecimiento a causa de la humedad. Por lo tanto, es necesario un almacenaje separado para proteger al relleno de la humedad. En operaciones de planta donde el uso de finos es grande, se usa frecuentemente un sistema de silo para almacenaje de finos para mantener una reserva de varios días (Figura 4.12). Dicho sistema puede tener un dispositivo mecánico, o uno neumático, para alimentar la planta con relleno mineral. En los sistemas neumáticos el relleno mineral es arrastrado por una corriente de aire y es manejado como un fluido, lo cual ofrece un control exacto y elimina taponamientos.

El sistema neumático generalmente consiste de una tolva receptora, un transportador de tornillo sin fin, un elevador hermético al polvo, y un silo (Figura 4.12). El elevador carga el silo, de donde el relleno es dosificado a la planta. El silo

también puede ser cargado directamente de camiones. El relleno mineral es normalmente introducido a la mezcla en la tolva pesadora de la planta de dosificación. En algunas plantas puede existir un sistema separado de pesaje.

En una planta mezcladora de tambor el relleno mineral es introducido neumáticamente, a través de tubería, por el mismo lugar donde es introducido el asfalto.

En las plantas donde el volumen de asfalto usado no justifica un silo, podrá usarse un sistema alimentador de sacos. Este sistema consiste de un alimentador, un elevador hermético al polvo, una tolva, un transportador de tomillo sin fin o un alimentador de paletas, y un conducto de rebose.

En ambos sistemas, de silo y de sacos, la dosificación final del relleno mineral en la mezcla se logra a través de un alimentador de paletas de velocidad variable, o alimentador de tomillo o banda, dependiendo del material a ser manejado y de la capacidad requerida. En cada caso, el mecanismo alimentador de relleno mineral esta entrelazado con los mecanismos de alimentación de agregado y asfalto para garantizar un proporcionamiento uniforme.



FIGURA 4.12 - Sistema de Silo para Alimentación de Relleno Mineral.

El manejo de relleno mineral también incluye un sistema colector de polvo. Los colectores de polvo están diseñados para atrapar el relleno mineral que se escapa de la mezcla de agregado y luego devolverlo a la planta para ser incorporado en la mezcla en caliente.

Cuando se presenta un exceso de finos en la alimentación del agregado en bruto, puede emplearse un sistema de paso para recibir el relleno recogido por el colector de polvo. La cantidad que se requiere de relleno es luego realimentada en la mezcla y cualquier cantidad en exceso es desviada hacia un depósito de almacenaje para ser evacuada o para otros usos.

CONTROL DE ALIMENTACIÓN

Cuando el relleno mineral es adicionado a la mezcla su proporción debe ser exacta. En consecuencia, el flujo de relleno mineral hacia la planta debe ser cuidadosamente controlado y revisado con frecuencia.

El porcentaje de relleno mineral que va hacia la mezcla en caliente puede ser calculado midiendo la cantidad de relleno consumida en la planta durante la producción de una cantidad dada de mezcla en caliente.

Cuando el relleno mineral es suministrado y almacenado en masa (el caso de silos), no es generalmente práctico medir la cantidad almacenada. En lugar de ello, se debe revisar con sumo cuidado, y con frecuencia, la calibración de los mecanismos de alimentación y pesaje.

REGISTROS DE LOS MATERIALES

Siempre se deberá mantener a mano suficiente material para prevenir una operación del tipo "pare y siga". Todos los materiales que van a ser usados en la mezcla deberán ser muestreados, ensayados, y evaluados para verificar su conformidad con las especificaciones de calidad de la obra.

AGREGADOS

A medida que los agregados son recibidos en la planta, se deberá registrar una descripción de los mismos, anotando la fecha y la cantidad entregada, y si el material ha sido o no ensayado antes de la entrega. Si el material ha sido ensayado, se deberá registrar el número de identificación del ensayo y se deberán tomar las muestras necesarias para verificar los resultados del ensayo. El tamaño y la frecuencia de estas muestras de verificación variará de acuerdo a la política de la agencia que está estableciendo las especificaciones, y deberá estar estipulada en las especificaciones o en el manual de operación.

Si el material no ha sido ensayado antes de ser entregado, se deberán obtener muestras aleatorias y efectuar los ensayos requeridos para garantizar conformidad con todas las especificaciones. Como mínimo se deben efectuar ensayos para determinar tamaño y graduación (análisis granulométrico), limpieza (análisis granulométrico por lavado), y equivalente de arena. Frecuentemente se toman muestras para medir absorción, gravedad específica, tenacidad (sanidad), y tendencia al desprendimiento (afinidad con el asfalto). Estas son enviadas al laboratorio central.

Los registros para los materiales que no han sido previamente ensayados deberán incluir:

- Nombre del dueño o vendedor.
- Lugar del origen del suministro.
- Cantidad disponible: aproximada.
- Cantidad representada por cada muestra

ASFALTO

En la mayoría de los casos el asfalto viene de una fuente ya ensayada y es aceptado por certificación. Aun así, es necesario mantener un registro de todas las entregas de asfalto a la planta. La siguiente información deberá ser incluida en estos registros:

- Identificación del proyecto
- Fecha de entrega.
- Numero del recibo de entrega.
- Numero del ensayo previo.
- Cantidad de asfalto por peso o volumen calculado, basado en una medición directa. Cuando el volumen es calculado, la siguiente información debe ser suministrada:
 - a) Identificación del gráfico de calibración.
 - b) Medición inicial - antes de descargar.
 - c) Medición final - después de la descarga.
 - d) Temperatura del asfalto.
 - e) Factor de corrección de temperatura para reducir a galones equivalentes a una temperatura de 15°C (60°F)
 - f) Galones equivalentes.
 - g) Numero de la muestra de verificación.

OTROS MATERIALES

Registros similares deberán ser mantenidos para todo material que va a ser incorporado en la mezcla; tal como aditivos de relleno mineral.

OPERACIONES SIMILARES: PLANTAS DE DOSIFICACIÓN Y MEZCLADORAS DE TAMBOR

Ciertas operaciones de planta son comunes para la planta de dosificación y la planta mezcladora de tambor. Estas operaciones incluyen:

- Almacenamiento y alimentación de agregado frío.
- Control y colección de polvo.
- Almacenamiento de mezcla.
- Pesaje y manejo.

Cada uno de estos tópicos es discutido mas adelante en diferentes sub-secciones. También, común a todas las plantas es la importancia de la uniformidad y el balance, tanto en los materiales usados como en las operaciones de planta. La uniformidad garantiza que la mezcla en caliente cumpla consistentemente con las

especificaciones, e incluye la uniformidad en los materiales, uniformidad en el proporcionamiento de materiales, y uniformidad continua en la operación de todos los componentes de la planta. Los cambios en las características o proporciones de materiales, y las interrupciones y arranques intermitentes en las operaciones de la planta, hacen que la producción de una mezcla en caliente, conforme con las especificaciones de la obra, sea una labor extremadamente difícil.

El balance abarca la coordinación cuidadosa de todos los elementos de producción. El balance de las cantidades de materiales con la producción de planta, y el balance de la producción de la planta con las operaciones de colocación del pavimento, garantiza un esfuerzo continuo y uniforme de producción y colocación.

La uniformidad y el balance están garantizados cuando hay una preparación cuidadosa. Los materiales deben ser muestreados y ensayados, y los componentes de la planta deben ser cuidadosamente inspeccionados y calibrados, antes de comenzar la producción.

ALMACENAJE Y ALIMENTACIÓN EN FRÍO DE AGREGADO

Descripción General

El sistema de acopio y alimentación en frío de agregado mueve agregado frío (sin calentar) del almacenaje a la planta.

El alimentador de agregado frío es el primer componente principal de la planta de mezclas asfálticas en caliente. El alimentador en frío puede ser cargado usando cualquiera, o una combinación, de tres métodos diferentes:

(1) Tolvas abiertas con dos, tres o cuatro compartimientos, usualmente alimentadas por un cucharón de almeja de una grúa o por un cargador de tractor

(2) Túnel debajo de apilamientos separados por muros de contención. Los materiales son apilados sobre el túnel mediante banda transportadora, camión, grúa, o cargador de tractor.

(3) Arcones o tolvas grandes. Estos son usualmente alimentados por camiones, descargadoras de vagón, o vagones de descarga inferior descargando directamente sobre los arcones.

Al cargar las tolvas frías (Figura 4.13) se debe tener mucho cuidado para minimizar la segregación y degradación del agregado. Deberá mantenerse suficiente material en todas las tolvas para proveer un flujo constante y uniforme.

Si el nivel del apilamiento por encima del túnel es mantenido con cucharón de almeja o de arrastre, el operador no deberá recoger material del montón a nivel del suelo. La cuchara deberá sostenerse a suficiente altura por encima del suelo para prevenir contaminación cuando se este trabajando

Cuando se usan camiones para cargar la tolva, estos deberán depositar sus cargas directamente encima del alimentador.

Cuando el apilamiento es reabastecido mediante bandas superiores o transportadores elevados, deberá controlarse la caída libre de material usando placas desviadoras o chimeneas perforadas.

Las unidades de alimentación de agregado deberán colocarse debajo de las tolvas de almacenaje, o de los apilamientos, o en lugares que garanticen un flujo uniforme de agregados.

Las compuertas, localizadas en la parte baja de las tolvas, alimentan la línea transportadora, que lleva los agregados al secador, con cantidades controladas. Controles de alimentación regulan la cantidad de agregado que sale de cada tolva, proporcionando de este modo un flujo uniforme y continuo de mezcla de agregado, correctamente graduada, hacia la planta.

Existen varios tipos de alimentadores en frío. Entre los más comunes se encuentran: (1) tipo continuo de banda, (2) tipo vibratorio, y (3) tipo mandil. Cada uno está ilustrado en la Figura

4.14.

Generalmente, los alimentadores continuos de banda se consideran los mejores para agregados finos. Cualquiera de los tres tipos de alimentadores son adecuados para manejar agregados gruesos.

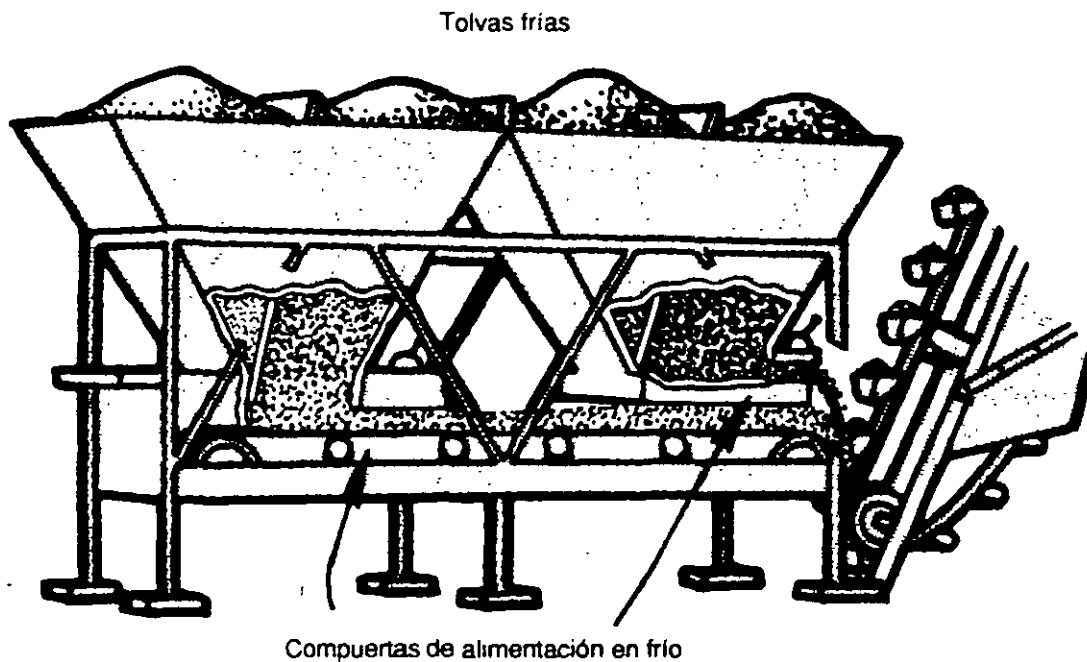
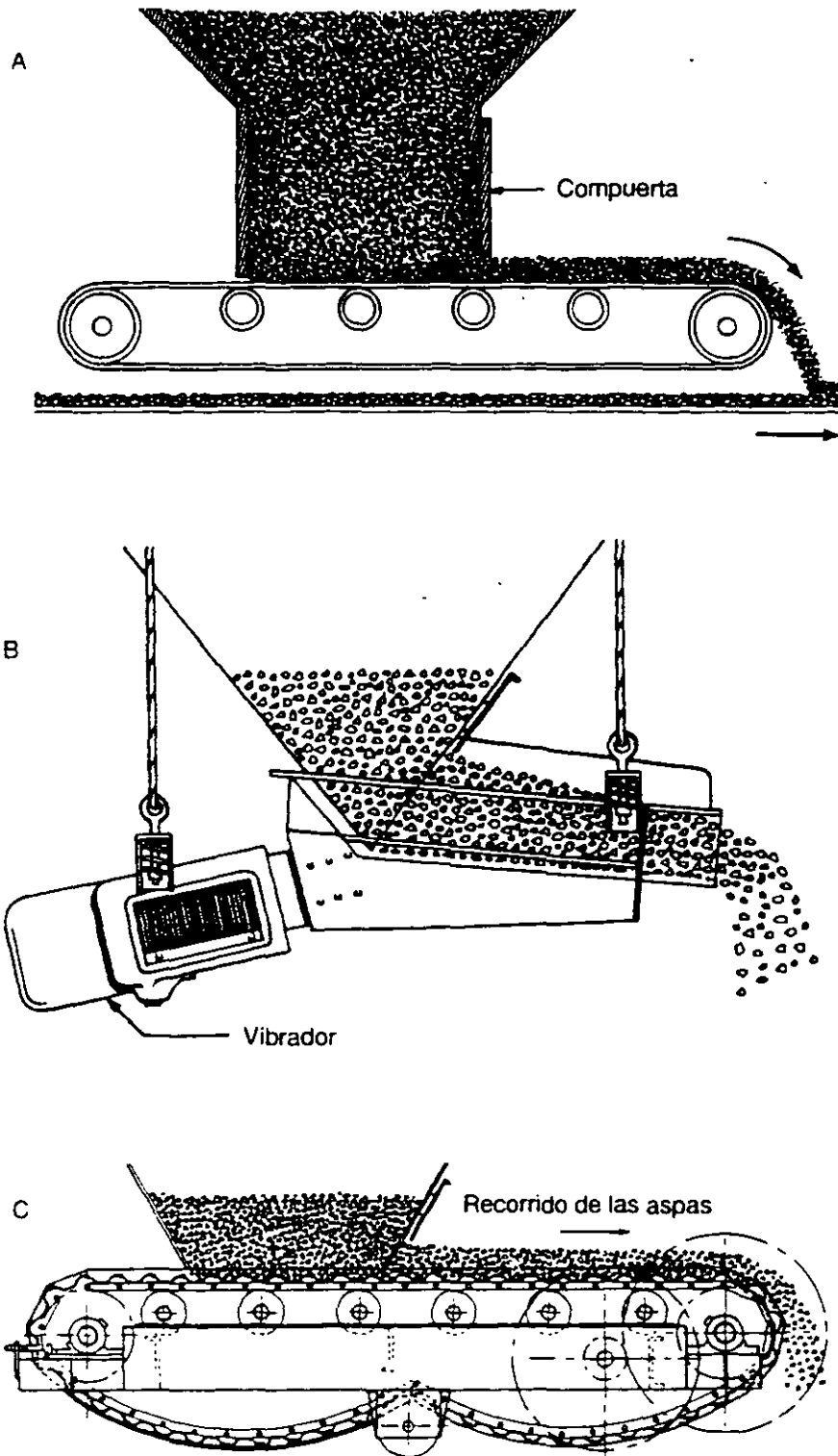


FIGURA 4.13 - Sistema Típico de Tolva para Alimentación en Frío.



GURA 4.14 - Sistemas Típicos de Alimentación en Frío : A. Alimentador Continuo de Banda, B. Alimentador Vibratorio, y C. Alimentador de Espas (Tipo Mandil).

GARANTIZANDO EL CORRECTO FUNCIONAMIENTO DEL ALIMENTADOR

El inspector deberá revisar el sistema alimentador antes y durante la producción para asegurarse que este funcionando correctamente. Esto se debe a que es importante, para la producción de mezcla en caliente, tener un flujo uniforme de agregado correctamente graduado. Las condiciones que el inspector puede revisar para ayudar a garantizar un correcto funcionamiento del alimentador incluyen:

- Tamaños correctos de agregados en las pilas y en las tolvas frías.
- Ninguna segregación de agregados.
- Ningún entremezclado de reservas de agregado.
- Compuertas alimentadoras calibradas, aseguradas y ajustadas con exactitud.
- Ninguna obstrucción en las compuertas alimentadoras o en las tolvas frías.
- Ajustes correctos en los controles de velocidad.

CALIBRANDO Y AJUSTANDO LOS ALIMENTADORES

Las compuertas alimentadoras de agregado frío deben estar calibradas, ajustadas y aseguradas para garantizar un flujo uniforme de agregado. Mientras que esta calibración es responsabilidad del contratista, el inspector también deberá estar enterado de los métodos y procedimientos usados

Las compuertas deberán estar calibradas para cada tipo y tamaño de agregado usado. Los fabricantes generalmente suministran calibraciones aproximadas para las aberturas de compuerta de sus equipos, pero la única manera exacta para fijar las compuertas es la de preparar gráficos de calibración basados en los agregados que van a ser usados en la mezcla. El inspector deberá examinar los gráficos de calibración de los alimentadores en frío para estar enterado de los ajustes de cantidades de producción

Existen dos métodos para calibrar los alimentadores en frío de agregado: (1) aberturas ajustables de compuerta con alimentadores de banda de velocidad fija, y (2) aberturas semi-fijas de compuerta con alimentadores de banda de velocidad variable.

Aberturas Ajustables de Compuerta con Alimentadores de Banda de Velocidad Fija

En este método, la calibración comienza al abrir primero una compuerta un 25 por ciento, o menos, de su máxima abertura, y luego poniendo en marcha el alimentador. Cuando el alimentador esté funcionando aproximadamente a la misma velocidad a la cual operará durante la producción real, se procede a recoger en un recipiente, y a pesar, el agregado que sale de la compuerta después de un determinado intervalo de tiempo. Si la compuerta que esta siendo calibrada es del tipo que descarga directamente sobre el sistema alimentador principal de banda transportadora, entonces deberá determinarse el flujo por minuto de material, para la abertura de compuerta que se esta revisando, usando la siguiente ecuación:

$$q = \frac{WR}{r(1+m)}$$

Donde

q = tasa de flujo del agregado seco (kg. por minuto)

W = peso del agregado medido (kg.)

r = longitud de la sección de banda de donde el material fue removido (en metros)

R = velocidad de banda (metros por minuto); y

m = contenido de humedad del agregado

En sistemas alimentadores en frío como los de flujo continuo de banda y flujo de aspas, en donde la compuerta descarga el material sobre un transportador pequeño en vez de un transportador grande principal, el flujo de material puede ser calculado usando el número de revoluciones de la banda pequeña. En este cálculo se usa la ecuación anterior con:

r = el número de revoluciones de la banda pequeña durante la recolección de agregado (en revoluciones), y

R = revoluciones de la banda por minuto (revoluciones por minuto)

La operación se repite para tres o más aberturas diferentes en cada compuerta. Después de que se hayan hecho cálculos, múltiples para cada compuerta que va a ser usada durante la producción, se procede a preparar un gráfico de calibración. Sobre el gráfico, se trazan las aberturas de compuerta en la escala horizontal (en centímetros), y las tasas de flujo del agregado en la escala vertical (en kilogramos por minuto).

Una vez se haya construido el gráfico de calibración, se procede a determinar las aberturas exactas de compuerta necesarias para la producción, usando la tasa requerida de flujo de agregado.

Para hacer esto, se usa la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{TP}{6}$$

Donde

Q = tasa de flujo requerida (kg. por minuto)

T = producción de la planta (toneladas por hora)

P = porcentaje en peso total de mezcla.

A continuación se presenta un problema de ejemplo para mostrar el método usado para desarrollar un gráfico de calibración (Figura 4.15) y para determinar las aberturas correctas de las compuertas de alimentación en frío. Una vez hayan sido determinadas las aberturas exactas de compuerta, éstas se ajustan en la posición correcta.

Problema Ejemplo:

El diseño de mezcla de concreto asfáltico para una obra requiere de cuatro tipos de agregado:

(1) piedra triturada gruesa (20 por ciento), (2) piedra triturada intermedia (40 por ciento), (3) agregado fino (30 por ciento), y (4) relleno mineral (10 por ciento). Cada uno de estos materiales es cargado en tolvas separadas de alimentación en frío.

La Tolva # 1 contiene la piedra triturada gruesa que se requiere para la mezcla. Durante las pruebas de calibración, la compuerta de la Tolva # 1 fue ensayada para cuatro aberturas diferentes (5, 10, 15 y 20 centímetros), y muestras de agregado fueron recogidas y pesadas. Debido a que el tipo de sistema utilizado descarga directamente el material sobre un transportador principal, es necesario usar la primera ecuación:

$$q = WR/r(1+m)$$

Ahora, para la abertura de 5 centímetros, los siguientes datos fueron recopilados:

<u>Abertura de compuerta</u>	<u>W</u>	<u>R</u>	<u>r</u>	<u>m</u>
5 cm.	14.3 kg.	75 m/minuto	1.5 m.	0.03 (3%)

Usando la ecuación,

$$\begin{aligned} q &= \frac{WR}{r(1+m)} \\ &= \frac{(14.3)(75)}{1.5(1+0.03)} \\ &= 694 \text{ kg./minuto} \end{aligned}$$

Cuando la compuerta se abre 5 centímetros, la Tolva #1 suministra agregado a una tasa de 694 kg./minuto.

A continuación se muestran los resultados y los cálculos de las tasas de flujo para las otras aberturas de compuerta de la Tolva #1, y para las aberturas de compuerta de las otras tolvas.

Tolva #1 Piedra Triturada (gruesa)

<u>Abertura (cm.)</u>	<u>W (kg.)</u>	<u>R (m./min.)</u>	<u>r (m.)</u>	<u>m (%)</u>	<u>q (kg./min.)</u>
5	14.3	75	1.5	3	694
10	31.2	75	1.5	3	1515
15	37.9	75	1.2	3	2300
20	36.2	75	1	3	2636

Tolva #2 Piedra Triturada (intermedia)

<u>Abertura (cm.)</u>	<u>W (kg.)</u>	<u>R (m./min.)</u>	<u>r (m.)</u>	<u>m (%)</u>	<u>q (kg./min.)</u>
5	13	75	1.5	6	613
10	26.9	75	1.5	6	1269
15	32.3	75	1.2	6	1904
20	31.2	75	1	6	2208

Tolva #3 Agregado Fino

<u>Abertura (cm.)</u>	<u>W (kg.)</u>	<u>R (m./min.)</u>	<u>r (m.)</u>	<u>m (%)</u>	<u>q (kg./min.)</u>
5	11.2	75	1.5	3	544
10	21.5	75	1.5	3	1044
15	31.7	75	1.5	3	1539
20	39.2	75	1.2	3	2379

Tolva #4 Relleno

<u>Abertura (cm.)</u>	<u>W (kg.)</u>	<u>R (m./min.)</u>	<u>r (m.)</u>	<u>m (%)</u>	<u>q (kg./min.)</u>
5	8.4	75	1.5	4	404
10	18.9	75	1.5	4	909
15	27.4	75	1.5	4	1317
20	34	75	1.5	4	1635

Teniendo ya el gráfico completo de calibración, se procede a determinar las aberturas correctas de compuerta para cada tolva. Al hacer esta determinación, la cantidad de descarga de cada compuerta debe ser balanceada con las cantidades de descarga de las otras compuertas para garantizar la correcta graduación en la mezcla.

Las aberturas de compuerta dependen de la producción proyectada en la planta, en toneladas por hora. Para el problema del ejemplo considere una tasa de producción en la planta de 250 toneladas por hora. Las aberturas de compuerta necesarias para esta tasa de producción se calculan usando la segunda ecuación:

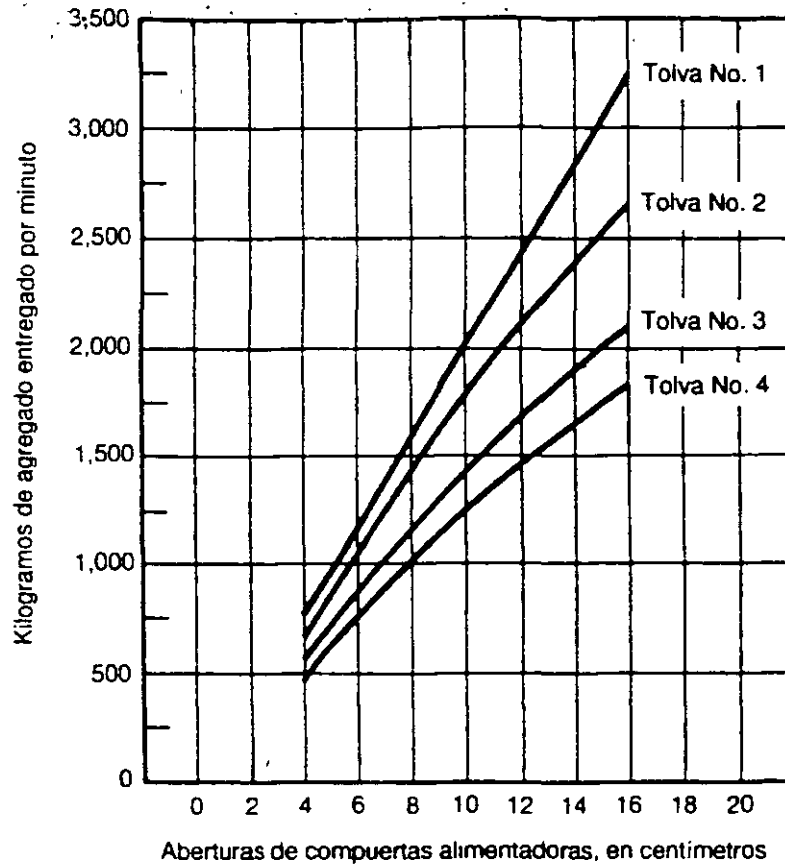


FIGURA 4.15 - Ejemplo de Gráfico de Calibración para Alimentadores de Agregado.

$$Q = \frac{TP}{6}$$

y haciendo después referencia al gráfico de calibración, como se explica a continuación. En el ejemplo, las proporciones requeridas de agregado para la mezcla de la obra son:

Piedra Triturada Gruesa	20% (Tolva #1)
Piedra Triturada Intermedia	40% (Tolva #2)
Agregado Fino	30% (Tolva #3)
Relleno Mineral	10% (Tolva #4)

La tasa de flujo para cada tolva se calcula de la siguiente manera:

Tolva #1 Piedra Triturada (gruesa)

$$Q = \frac{TP}{6} = \frac{250 \times 20}{6} = 833 \text{ kg/minuto}$$

Haciendo luego referencia al gráfico de calibración (Figura 4.15), encontramos que la abertura de compuerta de la Tolva #1 para una cantidad de flujo de agregado de 833 kg./min es de 6 centímetros.

Usando el mismo método, encontramos las aberturas de compuerta para las otras tolvas:

Tolva #2	13 cm.
Tolva #3	12 cm.
Tolva #4	5 cm.

Aberturas Semi-Fijas de Compuerta con Alimentadores de Banda de Velocidad Variable

En muchas plantas modernas, las compuertas de alimentación en frío no son ajustadas para cada rango, sino que son controladas por alimentadores de banda y alimentadores vibratorios de velocidad variable (medida en revoluciones por minuto - RPM)

La velocidad de la banda es ajustada de acuerdo a la tasa de producción deseada. Para efectuar esta calibración todas las tolvas son llenadas con sus respectivos tamaños de agregados. Luego la planta es puesta en marcha y el primer alimentador se ajusta para que funcione a un determinado RPM. Una vez la planta esta operando uniformemente, se procede a recoger y pesarla cantidad de material descargado durante un período determinado de tiempo, por ejemplo 30 minutos. Este procedimiento se repite por lo menos para tres calibraciones (20, 50, y 70 RPM, por ejemplo) en la misma tolva o alimentador. La tasa de producción para el primer alimentador, para cada una de las RPM, es luego calculada y trazada sobre una gráfica similar a la de la Figura 4.16. El procedimiento completo es repetido para cada uno de los alimentadores restantes.

Para determinar el nivel de graduación de las RPM en cada alimentador, para una tasa específica de producción total, se sigue un procedimiento parecido al que se mostró en el ejemplo anterior.

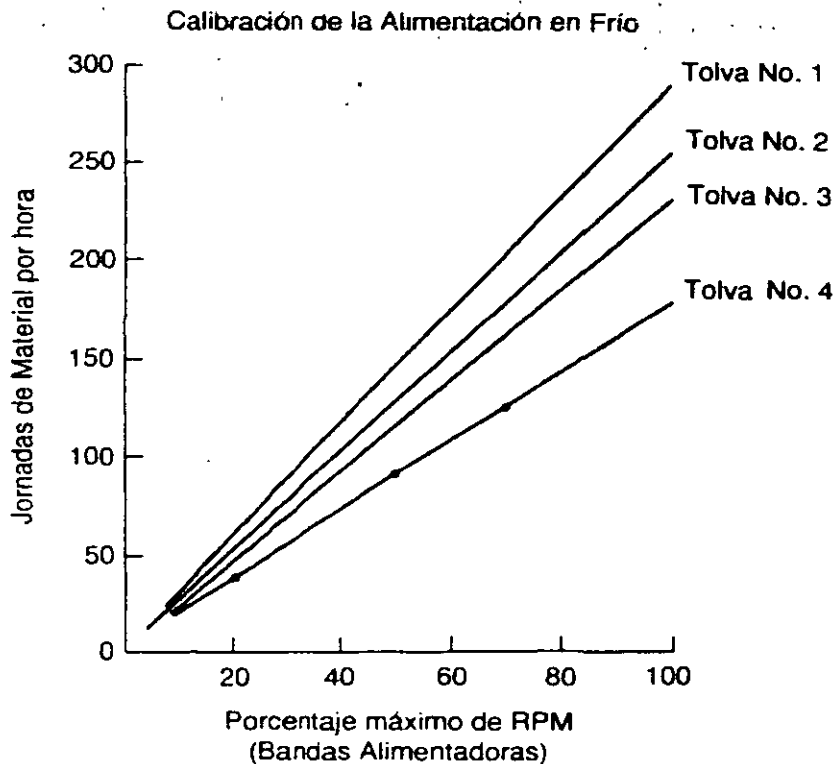


FIGURA 4.16 - Gráfico de Calibración.

La información de calibración, las mediciones de abertura de compuerta, y la velocidad de los alimentadores (RPM) deberán ser registradas por el inspector como parte de su diario. Los datos también deberán permanecer en un archivo en el laboratorio de la planta.

SISTEMAS DE CONTROL DE POLVO Y DE RECOLECCIÓN

La imposición de códigos o regulaciones de polución de aire es usualmente ejercida por la autoridad local de control de polución. Debido a que el sistema de control de polvo esta integrado en la operación de la planta, el inspector deberá, por lo menos, conocer los controles y equipos necesarios para cumplir con estas regulaciones.

DESCRIPCIÓN GENERAL

Los fabricantes de plantas de asfalto reconocen el problema de la polución de aire y han desarrollado equipos que restringen el escape de contaminantes en sus plantas. Aun así, durante la operación de una planta de asfalto algunos contaminantes gaseosos y partículas pueden escapar hacia el aire. Estos contaminantes deben ser limitados para cumplir con las regulaciones establecidas para aire limpio. Se requiere que el contratista este familiarizado con las leyes locales y estatales referentes a polución del aire.

Los códigos y regulaciones del control de polución de aire que conciernen a plantas de asfalto, incluyen, normalmente, una combinación de normas para control de emisiones en las chimeneas. La norma del método visual hace uso de un gráfico

para clasificar la densidad del humo. El gráfico ilustra los colores y la claridad de varias densidades de humo. La revisión de emisiones se hace al comparar y emparejar el color y densidad de la salida de escape, por encima de la chimenea de la planta, con una de las áreas del gráfico. El método visual no determina exactamente la cantidad de material contaminante liberado porque el humo negro aparece más denso que el polvo blanco. En consecuencia, los medidores electrónicos de opacidad (usan pilas fotoeléctricas para medir el paso de luz) están reemplazando los gráficos de opacidad debido a que tienen mayor precisión.

Las normas más definidas están basadas en la cantidad de partículas emitidas por la chimenea. El requerimiento más común consiste en establecer un límite superior para el peso de partículas siendo emitidas en comparación con el volumen de gas liberado con este peso. Otras normas relacionan la cantidad de partículas emitidas con el peso de material producido.

Un interés mayor en la planta de asfalto, respecto a la polución de aire, se centra alrededor de la unidad de combustión. Los quemadores sucios y taponados, y las mezclas inapropiadas de aire - combustible, generan humo excesivo y productos indeseables de combustión. Es importante, entonces, revisar continuamente, y muy de cerca, la limpieza y el ajuste de los quemadores y del equipo adjunto.

Otra fuente de polución de aire en una planta de asfalto es el polvo del agregado. Las emisiones más grandes de polvo ocurren en el secador rotatorio de la planta, en donde los colectores de polvo son comúnmente usados para cumplir con los requisitos de anti-polución de aire.

Comúnmente se usan tres tipos de colectores para atrapar el polvo del secador. Estos son los colectores centrífugos de polvo, los depuradores húmedos, y los compartimientos de filtros (filtros de tejido). Cada uno de estos tipos es discutido más adelante. Es posible que dos o tres de estos colectores tengan que ser usados en secuencia cuando el agregado es muy polvoroso.

Parte del polvo emitido en una planta es polvo oculto - polvo que se escapa de partes de la planta, excluyendo los colectores principales. Un plan programado de mantenimiento es requerido para mantener un nivel mínimo de polvo oculto.

COLECTORES CENTRÍFUGOS DE POLVO

Los colectores centrífugos de polvo (tipo ciclón) operan bajo el principio de la separación centrífuga. El escape de la parte superior del secador aspira el humo y los materiales finos, y los dirige hacia la centrifuga en donde son movidos en espiral (Figura 4.17). Las partículas grandes golpean la pared exterior y caen al fondo de la centrifuga; el polvo y el humo son descargados a través de la parte superior del colector. Los finos recogidos en el fondo de la centrifuga son levantados por una barrena de retomo de polvo y pueden ser devueltos a la planta o desechados.

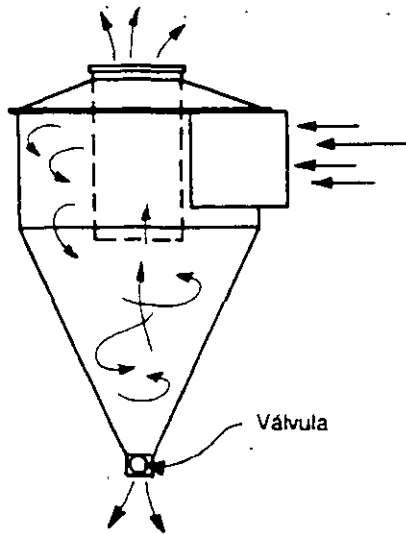
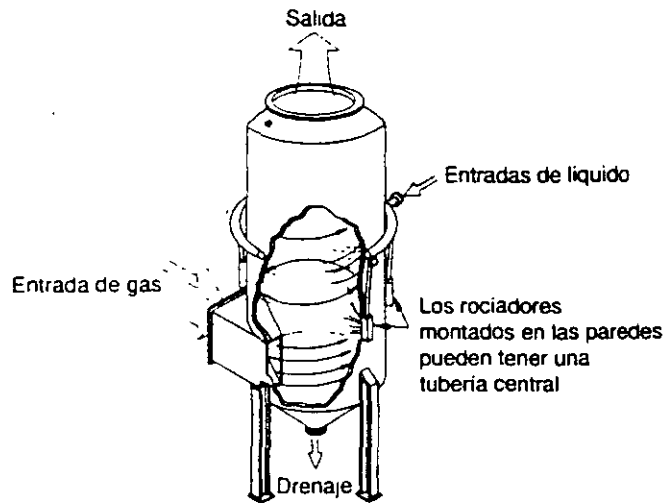


FIGURA 4.17 - Colector Centrifugo de Polvo (Típico).

FIGURA 4.18 - Depurador Húmedo (Típico).



En el pasado, los colectores centrifugos de polvo habian sido el tipo mas comúnmente usado, especialmente en áreas rurales de los Estados Unidos. Sin embargo, bajo las leyes actuales (mas estrictas) de polución, se usa este tipo de colectores en combinación con otro - ya sea el depurador húmedo o el compartimiento de filtros.

DEPURADORES HÚMEDOS

El propósito de un depurador húmedo (Figura 4.18) es el de atrápar partículas de polvo en gotas de agua y removerlas de los gases del escape. Esto se logra al romper el agua en pequeñas gotas y poniendo estas en contacto directo con los gases cargados de polvo. Como lo ilustra la figura, los gases del secador son introducidos en la cámara a través de una toma de entrada, mientras que el agua es rociada dentro de la cámara mediante boquillas que se encuentran alrededor de la periferia.

Los depuradores húmedos son equipos relativamente eficientes. Sin embargo tienen ciertas desventajas. Primero, el polvo atrapado en las gotas no se puede recuperar. Segundo, el agua de desecho que contiene el polvo debe ser manejada correctamente para prevenir que se convierta en otra fuente de polución. Adicionalmente, los depuradores húmedos necesitan una fuente grande de agua, puesto que pueden usar más de 300 galones por minuto. La mayoría de los depuradores húmedos se usan en combinación con un colector de centrifuga. El ciclón (centrifuga) recoge los materiales mas gruesos y el depurador húmedo remueve los finos.

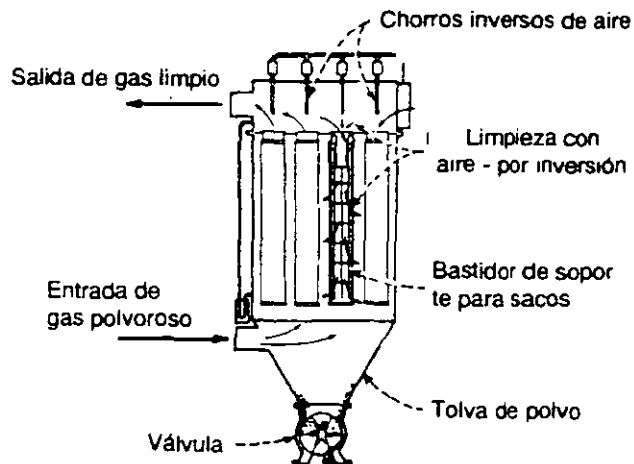
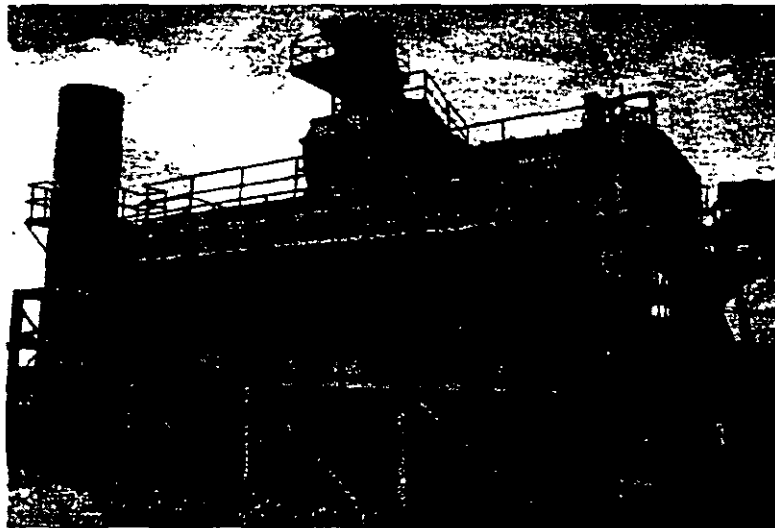


FIGURA 4.19 - Compartimiento de filtros (Típica).



COMPORTAMIENTO DE FILTROS (Filtros de Tejido)

Un compartimiento de filtros (Figura 4.19) es un lugar grande de metal que contiene cientos de bolsas de tejido sintético, resistente al calor, usualmente tratadas con silicona para aumentar su capacidad de recoger partículas muy finas de polvo. Un

compartimiento de filtros trabaja muy parecido a como trabaja una aspiradora de polvo. Un ventilador grande de vacíos crea una succión dentro del compartimento, la cual atrae aire sucio y lo filtra a través del tejido de las bolsas. Para manejar el inmenso volumen de gases provenientes del escape del secador de agregado, se requiere un número muy grande de bolsas (una unidad típica puede contener hasta 800).

Un compartimiento de filtros está dividido en una cámara de gas sucio y una cámara de gas limpio. Las bolsas filtrantes se encuentran en la cámara de gas sucio, a donde entra el aire proveniente del secador. El flujo de aire que lleva las partículas de polvo pasa a través del tejido de las bolsas filtrantes, depositando el polvo en la superficie de la bolsa. El aire luego continúa hacia la cámara de gas limpio. Durante la operación los tejidos filtrantes atrapan grandes cantidades de polvo. Eventualmente, el polvo se acumula en una "torta de polvo" que debe ser removida antes de que disminuya o pare el flujo de gas a través del filtro. Hay muchas maneras de limpiar las bolsas en un colector, pero los métodos más comunes consisten en doblar las bolsas al reverso, hacer una limpieza al reverso con aire limpio, o ambas cosas. El polvo removido de los filtros cae en un barreno situado en el fondo de la casa y es transferido a un silo de almacenamiento, donde frecuentemente es usado para la mezcla en caliente.

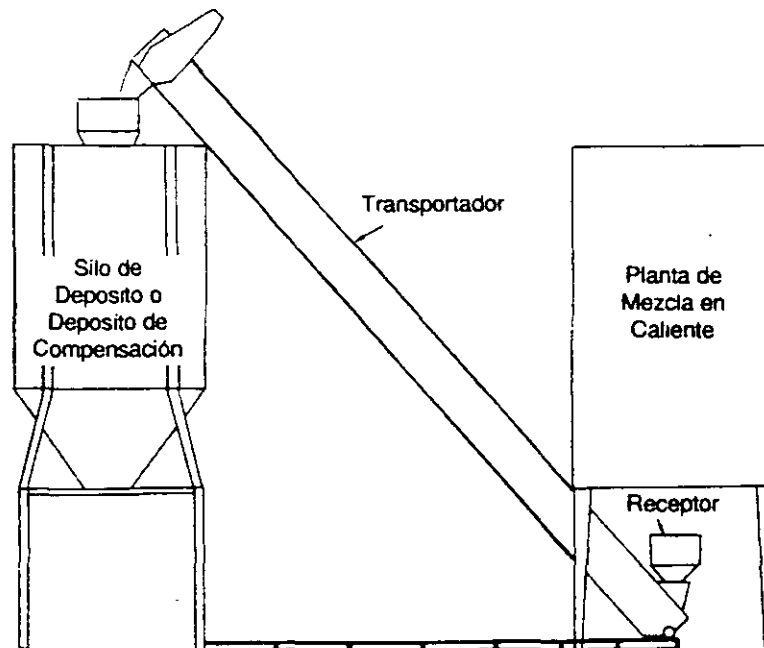


FIGURA 4.20 - Configuración de una Estructura Típica de Almacenamiento.

ALMACENAMIENTO DE MEZCLA EN CALIENTE

La mayoría de las plantas están equipadas con silos de almacenaje (depósitos de compensación) para el almacenamiento temporal de mezcla asfáltica en caliente,

con el fin de prevenir paros en la planta debido a interrupciones temporales en las operaciones de pavimentación, o debido a la escasez de camiones que transportan material de la planta al lugar de pavimentación. La mezcla en caliente recién elaborada es depositada por medio de un transportador, o elevador de material caliente, en la parte superior del depósito o silo (Figura 4.20), y es descargada en los camiones por la parte baja. Los silos o depósitos aislados (Figura 4.21) pueden almacenar mezcla en caliente hasta por 12 horas sin tener pérdidas grandes de calor o de calidad. Las capacidades fluctúan tanto como varios cientos de toneladas. Las estructuras de almacenamiento no-aisladas son generalmente pequeñas y solamente pueden almacenar mezcla por un periodo corto de tiempo.

Los silos de almacenaje trabajan bien, siempre y cuando se tomen ciertas precauciones, pero pueden causar segregación de la mezcla si no se usan correctamente. Una buena costumbre consiste en usar una placa deflectora, o un dispositivo similar, en el extremo de descarga del transportador que carga el silo. La placa deflectora ayuda a prevenir segregación de la mezcla a medida que esta cae dentro del depósito. Es también recomendable mantener la tolva llena, al menos en una tercera parte, para evitar segregación a medida que esta se desocupa, y para ayudar a mantener caliente la mezcla.

PESAJE Y TRANSPORTE

La mezcla asfáltica en caliente es transportada en camiones hacia los lugares de pavimentación. Los camiones transportadores varían en tamaño y tipo, pero una uniformidad en el equipo es muy conveniente en cualquier operación de pavimentación. Los camiones deberán ser inspeccionados cuidadosamente antes de ser usados. Las cargas de mezcla en caliente de los camiones deben pesarse en la planta para mantener un control exacto del material.

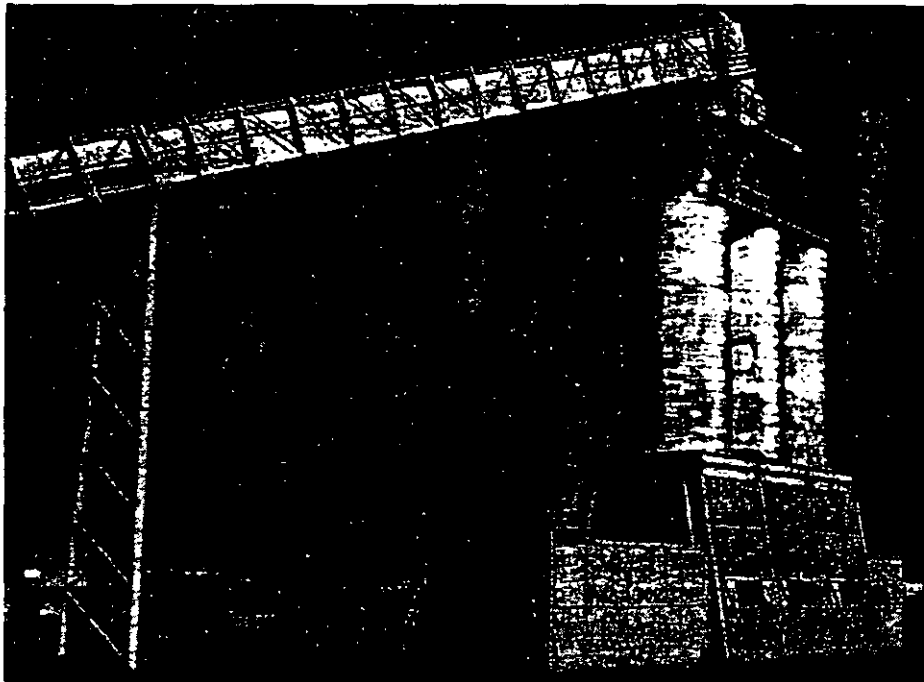


FIGURA 4.21 - Silos Aislados de Almacenaje de Alta Capacidad para Concreto Asfáltico.

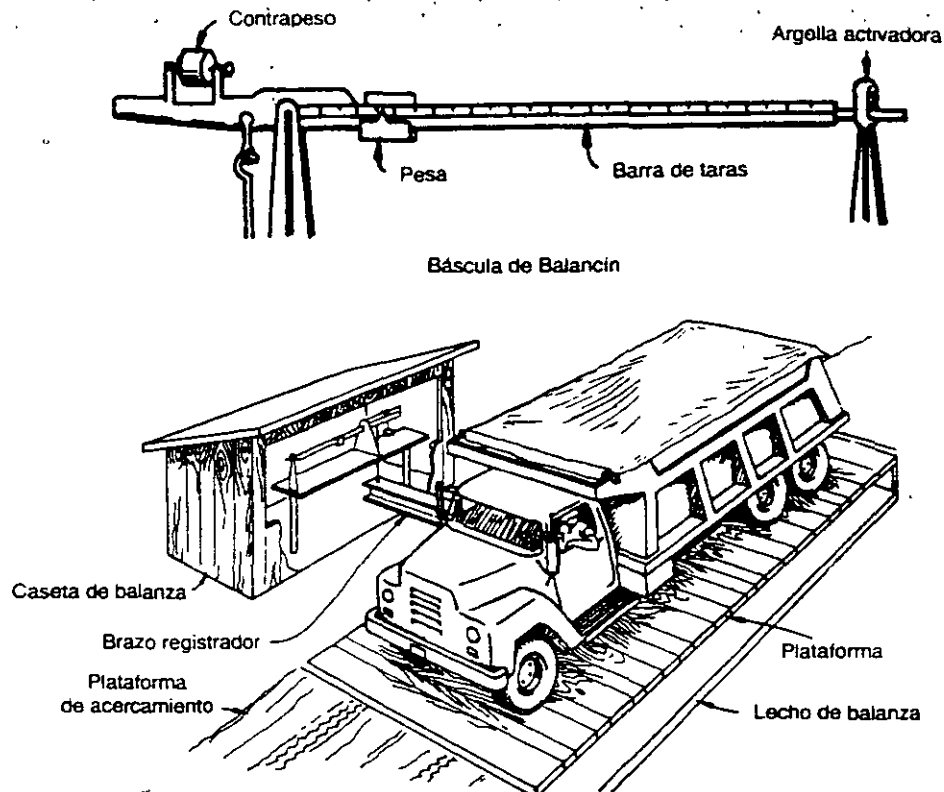


FIGURA 4.22 - Báscula de Camión y Plataforma Típica.

DETERMINANDO EL PESO DE MATERIAL ENTREGADO

La cantidad de mezcla en caliente entregada en el lugar de pavimentación puede ser determinada usando uno de dos métodos (1) pesando los camiones cargados en básculas, o (2) usando un sistema automático de registro en la planta (en el caso de plantas totalmente automatizadas) Cuando se usan básculas de camión estas deben ser del tipo que indica directamente el peso total del camión. Deben ser horizontales y tener suficiente tamaño para pesar todos los ejes del camión al mismo tiempo. El tipo de báscula de camión más comúnmente usado es la báscula de balancín (Figura 4.22).

La exactitud de las básculas de camión debe ser revisada periódicamente. Para este propósito, el contratista carga un camión con algún tipo de material, pesa en la báscula el camión cargado, y luego lo pesa en otra serie de básculas certificadas. Las básculas de camión también deben estar balanceadas antes de ser usadas.

Durante un día normal de operaciones, el inspector deberá revisar frecuentemente la báscula para verificar que esté balanceada. La báscula puede descalibrarse cuando los camiones dejan lodo o material extraño sobre la plataforma. Si hay muy poco material extraño sobre la plataforma, la báscula puede ser balanceada de nuevo al fijar el contrapeso. Si la báscula no entra en equilibrio después de fijar el contrapeso, entonces deberá limpiarse la plataforma. Si después de limpiar la plataforma la

báscula no entra en equilibrio entonces, las operaciones de planta deberán cesar hasta que la báscula vuelva a trabajar correctamente.

Además de las revisiones periódicas de la báscula y la plataforma, cada camión deberá ser aleatoriamente tarado (pesado cuando está vacío) y se deberá mantener un registro permanente de su peso neto en la caseta de pesaje.

Los boletos de pesaje impresos electrónicamente son ahora aceptados por varios estados y otras agencias (en los Estados Unidos). Estos boletos usualmente contienen pesos brutos, pesos de tara y pesos netos.

INSPECCIÓN DE LA MEZCLA EN CALIENTE

Las obligaciones del inspector no terminan con la revisión de los pesos de las cargas de los camiones. También debe hacer inspecciones visuales frecuentes de la mezcla a medida que esta es descargada de la planta al camión, y a medida que sale de la planta hacia el lugar de pavimentación. Muchos problemas graves en la mezcla pueden ser detectados mediante una cuidadosa inspección visual.

El control de la temperatura es siempre importante en todas las fases de producción de mezcla asfáltica en caliente. Una inspección visual puede detectar, con frecuencia, si la temperatura de una carga de mezcla se encuentra o no dentro del margen correcto. El humo azul que se levanta de una camionada de mezcla es, frecuentemente, indicación de un sobrecalentamiento. Si la temperatura de la mezcla está demasiado baja, la mezcla puede aparecer inactiva a medida que se deposita en el camión y puede mostrar una distribución no uniforme de asfalto. Un pico muy alto en la carga del camión también puede indicar una falta de calentamiento.

Un pico demasiado alto en la carga también puede ser indicación de que el contenido de asfalto en la mezcla es muy bajo. Por otro lado, si la mezcla se asienta (no forma un pico correcto) en el camión, puede ser que tenga demasiado asfalto o demasiada humedad.

Hay muchas causas comunes de la falta de uniformidad en la mezcla. La Figura 4.23 es una referencia práctica con la que el inspector puede identificar problemas en las mezclas y sus posibles causas.

Aunque las inspecciones visuales son importantes, ellas no son suficientes. El inspector también debe tomar mediciones. La medición más común es la de la temperatura de la mezcla. Normalmente la temperatura de la mezcla de concreto asfáltico es tomada en el camión. El inspector siempre deberá hacer saber al conductor del camión lo que está haciendo para que el camión permanezca quieto durante las inspecciones de la mezcla.

La mejor manera de determinar la temperatura de la mezcla es con un termómetro de cuadrante y vástago acorazado (Figura 4.24). El vástago deberá ser metido lo suficiente (al menos 150 mm. (6 in.)) dentro de la mezcla, y el material deberá estar en contacto directo con el vástago.

Un medidor térmico infrarrojo, tipo pistola, también puede ser usado. Este es un instrumento que mide el calor de reflexión de la superficie. Debido a que este instrumento solo detecta el calor de superficie, sus lecturas de temperatura pueden no ser precisas para el material que está en medio de la carga. Para solucionar este problema, el inspector deberá disparar el instrumento hacia la corriente de mezcla a medida que esta sale de la compuerta de descarga del mezclador o del depósito de compensación. Los medidores térmicos infrarrojos suministran lecturas generales rápidas, pero deben usarse con extremo cuidado al determinar la conformidad del contrato.

ser capaz de obtener muestras representativas, ejecutar ensayos de campo en laboratorio, e interpretar los resultados de las pruebas. Sin estas habilidades, el inspector será incapaz de determinar exactamente si la mezcla de pavimentación cumple o no con criterios de la obra.

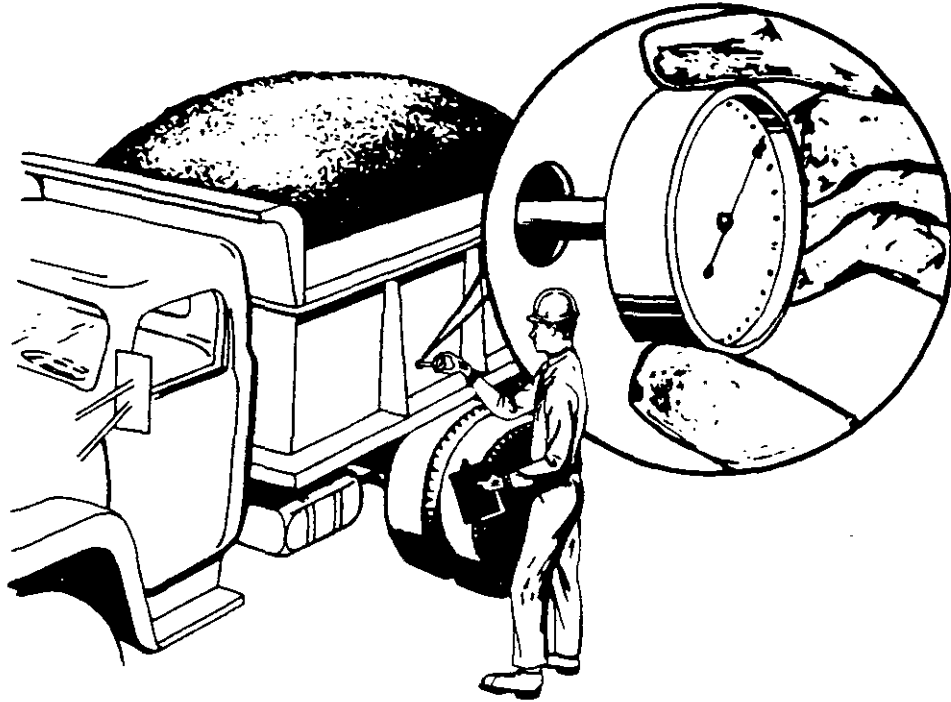


FIGURA 4.24 - Midiendo la Temperatura de la Mezcla en el Camión.

Programación

El programa de procedimientos de muestreo y de prueba es normalmente especificado por la agencia contratante. El programa incluye información sobre la frecuencia, el tamaño, y la localización del muestreo, así como las pruebas que deben llevarse a cabo. La Figura 4.25 presenta un programa sugerido de muestreo y de pruebas.

Muestra de	Frecuencia Mínima de Muestreo	Tamaño Mínimo de Muestra	Prueba a ser efectuada	Designación del Método de Prueba
Mezcla sin Compactar	2 Diarias	20 lbs. (9.0 kg.)	Extracción Completa	AASHTO T-168 (ASTM D 979) AASHTO T-164 (ASTM D 2172) AASHTO T-30
Mezcla Compactada	2 Dianas	15 lbs. (6.8 kg.)	Densidad Estabilidad	AASHTO T-209 (ASTM D 2041) Requisitos de las Especificaciones de la obra

Notas:

- ⁽¹⁾ La frecuencia de muestreo será dictada por la agencia contratante y por las condiciones que cobijan la obra.
⁽²⁾ El tamaño de muestra puede estar dictado por la agencia contratante. El tamaño puede variar bajo condiciones especiales.

FIGURA 4.25 - Sugerencias para Programa de Muestreo y Ensayos.

Muestreo

La consideración más importante en el muestreo es la de estar seguro que la muestra tomada es representativa de la carga total de mezcla de donde la muestra es extraída. Los procedimientos para tomar muestras, marcar recipientes de muestras y prevenir contaminación de la muestra están descritos en la Sección 4.5, Materiales.

Pruebas

Además de ensayar la temperatura de la mezcla en caliente (Sección 4.7, Inspección de la Mezcla en Caliente), existen un número de pruebas usadas para determinar si la mezcla en caliente cumple o no con las especificaciones de la obra. Estas incluyen:

- Prueba de extracción
- Prueba de análisis granulométrico.
- Análisis de estabilidad y densidad.

PRUEBA DE EXTRACCIÓN (AASHTO T 168)

La prueba de extracción mide el contenido de asfalto, y proporciona agregado para el análisis de granulométrico. Es la revisión final de todas las operaciones individuales que han hecho parte de la producción de la mezcla, y puede ser de gran ayuda en la evaluación de la calidad de la mezcla.

Cuando el ensayo muestre variaciones repetidas en las extracciones y graduaciones, se deberá efectuar una inspección cuidadosa de los alimentadores en frío, de la cubierta de la criba, de las paletas, y de la barra rociadora de asfalto. Adicionalmente, los tiempos de mezclado y de proporcionamiento deberán ser revisados.

PRUEBA DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (AASHTO T11 o T27) *

Un análisis granulométrico deberá efectuarse sobre el agregado extraído para revisar la graduación de las especificaciones (diseño de mezcla).

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DENSIDAD (AASHTO T 209, T 245 o T 246 y T 247)

Las determinaciones de densidad en el pavimento terminado son necesarias para garantizar una correcta compactación de la mezcla. Estos ensayos se efectúan sobre muestras suministradas por el inspector de pavimentación. Comúnmente, las especificaciones requieren que el pavimento se compacte hasta un porcentaje mínimo de la densidad-máxima teórica o de la densidad obtenida mediante compactación de laboratorio. Cuando se usa la densidad máxima teórica, el inspector de planta debe obtener, del laboratorio central, las gravedades específicas de los componentes de la mezcla para poder calcular la densidad teórica. Cuando se usa la densidad obtenida mediante compactación de briquetas de laboratorio, las briquetas deben ser compactadas y sus densidades medidas de acuerdo al método designado por la agencia contratante.

Se deben tomar muestras representativas de mezcla en caliente en la planta mezcladora, y ensayarlas para verificarlas propiedades de diseño. (Ver Figura 3.19 o Figura 3.3 1).

REGISTROS DE INSPECCIÓN

El inspector debe mantener registros adecuados. Los registros suministran la base sobre la cual se determina la conformidad con las especificaciones y sobre la cual se efectúan los pagos. Estos deben, por lo tanto, ser claros, completos y exactos. Los registros también proveen una historia de la construcción y de los materiales que fueron usados en el proyecto. Como tal, los registros suministran una base para todos los estudios y las evaluaciones futuras del proyecto.

Para ser válidos, los registros y reportes deben ser completados en el momento que se hace un ensayo o se toma una medida, y deben mantenerse al día. Se debe llevar un diario para cada proyecto. La partida inicial del diario deberá registrar información básica: el número del proyecto, la localización de la planta, el tipo y marca de planta, la fuente de los materiales, los nombres del personal clave, y otros datos pertinentes. Cualquier cambio en la información deberá registrarse tan pronto ocurra. Además de fechas y comentarios rutinarios del tiempo, el diario deberá incluir una narrativa describiendo las principales actividades en la planta y en las operaciones del día. Los eventos inusuales deberán anotarse, particularmente aquellos que puedan tener un efecto desfavorable en la mezcla de pavimentación.

La Figura 4.26 muestra un ejemplo de un Reporte Preliminar de Inspección que el inspector puede usar, junto con la lista de revisión (Figura 4.27), cuando esta inspeccionando las condiciones de la planta. Los reportes preliminares usados en una obra específica pueden variar respecto al ejemplo mostrado; sin embargo, las partidas incluidas probablemente serán similares.

La Figura 4.27 presenta una serie de listas de revisión que el inspector puede usar para evaluar la condición y disposición de la planta para el proceso de producción. Note que la lista incluye partidas que deben ser revisadas para todas las plantas, así como partidas relacionadas solo con plantas de dosificación o solo con plantas mezcladoras de tambor. El inspector deberá tener en cuenta estas listas cuando

estudie las secciones siguientes del manual referentes a plantas de dosificación y a plantas mezcladoras de tambor.

También se deberá mantener un reporte diario resumiendo las actividades de la planta. En el encabezamiento de este formulario se deberá registrar la misma información que aparece en el diario. El formulario deberá tener un resumen de los resultados de los ensayos ejecutados en el día, y una tabulación de las cantidades de materiales recibidas y usadas. La Figura 4.28 muestra un ejemplo de un formulario utilizado en los reportes diarios.

Deberá haber, además, un registro de los sitios en donde la mezcla asfáltica es colocada en la calzada; con referencia a la vía de tráfico, la capa, y la estación. Esta información se obtiene de los reportes escritos en el lugar de la pavimentación.

REPORTES PRELIMINAR DE INSPECCION - PLANTA DE MEZCLA EN CALIENTE					
Proyecto _____		Municipio _____		Estado _____ Fecha _____	
Información de la Planta			Mezcladora		
Tipo de Planta: Dosificación _____		de Tambor _____		Permanente _____ Portátil _____	
Marca _____		Modelo o No. de Serie _____			
Condición General _____					
Acopios	No.	Tamaño de Agr.	Tipo de Alimentador	Comentarios	
_____	_____	_____	_____	_____	
_____	_____	_____	_____	_____	
_____	_____	_____	_____	_____	
Fuente Del Agregado _____					
Particiones o Muros de los Acopios:			Adecuados _____ Inadecuados _____		
Método para Manejar Acopios hasta los _____					
		Alimentadores:		Almeja _____ Cargador _____ Otro _____	
Si otro, explique _____					
Comentarios (acopios) _____					
Secador: Marca _____ No. Modelo _____ Tamaño: Dia. _____					
Combustible _____		Tipo de Quemador _____		Capacidad Nominal _____	
Comentarios _____					
Dispositivo indicador de Calor: _____					
Marca _____		Limite _____		Graduado hasta _____ grados	
Es ajustable? _____ Tiempo requerido para un cambio de 10° _____					
Localización del tubo _____					
Comentarios _____					
Colector de Polvo: _____					
Marca _____		Tipo _____			
Control de retorno _____					
Comentarios _____					
Tolvas de Almacenamiento y cribas			Tamaño		
		Promedio		Condición de los	
Tolva#	Abertura de Criba	Area de Criba	de Agregado.	tubos de rebose	Comentarios
_____	_____	_____	_____	_____	_____
_____	_____	_____	_____	_____	_____
_____	_____	_____	_____	_____	_____
Sobrante - Tolva No. 2 _____		No. 3 _____		No. 4 _____	
Comentarios _____					
Balanzas	Marca	Tipo	Capacidad	Graduaciones	Fecha de Sello
Agregado	_____	_____	_____	_____	_____
Asfalto	_____	_____	_____	_____	_____
Plataforma	_____	_____	_____	_____	_____

FIGURA 4.26 - Reporte Preliminar de Inspección.

1 Tolva de Prueba _____
 Comentarios _____

1 Amasadero: Marca _____ Capacidad _____ R.P.M. _____
 Condición del amasadero y las paletas _____

1 Dispositivo de Regulación del Amasadero: _____
 Marca _____ Precisión _____
 Tipo de señal _____ Enclavamiento? Si _____ No _____
 Comentarios _____

Termómetro de la línea de asfalto: _____
 Marca _____ Límites _____ Graduaciones _____
 Localización _____

Tanques de asfalto: No. y capacidades _____
 Extremo de la tubería circulante debajo de la superficie del asfalto? Si _____ No _____
 Método de calentamiento _____
 Tanques calibrados? Si _____ No _____ Interrupción automática de la planta _____
 Comentarios _____

1 Sistema de señal de la tolva de almacenamiento:
 Tipo _____ Interrupción Automática? Si _____ No _____
 Comentarios _____

2 Medidor de Fluido para Asfalto:
 Marca _____
 Líneas de asfalto y bomba de vapor? Si _____ No _____
 Comentarios _____

1 Alimentadores automáticos de agregados:
 Mecánico _____ Eléctrico _____ Enclavamiento con la bomba de asfalto? Si _____ No _____
 Contador de revoluciones _____ Lectura _____ Revolución _____
 Comentarios _____

Facilidades de Muestreo: De las tolvas de almacenamiento _____
 Tipo de Dispositivo de Muestreo _____
 De los tanques de asfalto _____
 2 De los alimentadores automáticos _____

Información adicional y comentarios _____

Inspeccionado por _____ Aprobado por _____
 Técnico de Planta Ingeniero Residente

1 Se aplica solo a plantas de dosificación
 2 Se aplica solo a plantas mezcladoras de tambor

Página 2

FIGURA 4.26 - Reporte Preliminar de Inspección.

LISTA DE REVISIÓN PARA MANEJO Y ALMACENAMIENTO DE MATERIAL

1. Los agregados cumplen con las especificaciones?
2. Se están produciendo los tamaños correctos?
3. El almacenamiento de agregado es adecuado?
4. Se están separando correctamente los acopios?
5. Los acopios están contruidos correctamente?
6. Se esta manejando correctamente el agregado de los acopios?
7. Se esta controlando la segregación?
8. El relleno mineral esta en una condición seca?

LISTA DE REVISIÓN PARA LA ALIMENTACIÓN EN FRÍO

1. La disposición del sistema de alimentación en frío cumple con las especificaciones?
2. Las tolvas de la alimentación en frío contienen el tamaño correcto de agregados?
3. Se están cargando correctamente las tolvas de la alimentación en frío?
4. Los alimentadores en frío de agregado están trabajando correctamente?
5. Los alimentadores en frío de agregado están calibrados?
6. Las compuertas de los alimentadores en frío están correctamente ajustadas?
7. Todos los agregados en frío están siendo alimentados continuamente?

LISTA DE REVISIÓN PARA CALENTAMIENTO DE ASFALTO, CIRCULACIÓN Y TEMPERATURA DE MEZCLA

1. El asfalto esta siendo calentado uniformemente a la temperatura especificada?
2. Se han revisado todas las líneas para verificar si existen escapes?
3. Se esta manteniendo la temperatura especificada para la mezcla y sus componentes?

LISTA DE REVISIÓN PARA LA PLANTA MEZCLADORA DE TAMBOR

1. Los alimentadores de agregado están calibrados?
2. El alimentador de asfalto esta calibrado?
3. Los alimentadores de agregado y asfalto están unidos?
4. Todas las partes de la planta están en buena condición y bien ajustadas?
5. El asfalto se encuentra a la temperatura correcta cuando es introducido al tambor?

LISTA DE REVISIÓN PARA LA PLANTA DOSIFICADORA

1. Las básculas cumplen con las especificaciones?
2. Las básculas han sido calibradas?
3. Las básculas han sido revisadas para verificar sus tolerancias?
4. La cubeta de asfalto tara correctamente?
5. La caja pesadora cuelga libremente?
6. Las partes del mezclador están en buena condición y con buen ajuste?
7. Se esta mezclando el tamaño correcta de carga?
8. Se esta usando la secuencia correcta de descarga de las tolvas?

9. La distribución de asfalto es uniforme a lo largo del amasadero?
10. Los agregados y el asfalto están a la temperatura correcta cuando se introducen en los recipientes de pesaje?
11. Hay válvulas o compuertas que presentan escapes?

FIGURA 4.27 - Listas de Revisión para Plantas.

12. El tiempo de mezclado es adecuado?
13. Los puntos de las básculas están correctamente ajustados para los pesos de cargas?
14. Los ejes del mezclador están girando a la velocidad correcta?
15. La capacidad de las cribas es suficiente para manejar la máxima alimentación proveniente del secador?
16. Las cribas están limpias?
17. Las cribas están gastadas o rotas?
18. La sobrecarga es irregular o excesiva?
19. Las particiones de las tolvas calientes están lo suficiente fuertes?
20. Los escapes de sobrecarga tienen un flujo libre?
21. El equilibrio de las tolvas se mantiene?
22. El acceso al muestreo es adecuado?

LISTA DE REVISIÓN PARA EL SECADOR Y EL COLECTOR DE POLVO

1. El secador y el colector de polvo cumplen con las especificaciones?
2. El agregado es secado correctamente?
3. Los agregados están a la temperatura correcta?
4. Los componentes del secador están equilibrados?
5. El secador está equilibrado con los otros componentes de la planta?
6. El dispositivo indicador de calor está correctamente instalado?
7. El dispositivo indicador de calor ha sido revisado para determinar su precisión?
8. El colector de polvo está equilibrado con el secador?
9. Los finos recogidos por el colector son desechados o son uniformemente alimentados de nuevo en las cantidades correctas?

LISTA DE REVISIÓN PARA MUESTREO Y ENSAYOS

1. Se están tomando muestras suficientes?
2. Las muestras son representativas?
3. Todos los ensayos se están ejecutando correctamente?
4. Todos los resultados de los ensayos están disponibles a tiempo para ser utilizados?

LISTA DE REVISIÓN PARA REGISTROS

Los registros están completos y al día?

LISTA DE REVISIÓN PARA RESPONSABILIDADES MISCELÁNEAS

1. Las cajas de los camiones han sido inspeccionadas?
2. Las cajas de los camiones han sido drenadas después de haber sido rociadas?
3. Los camiones cumplen con los requisitos de las especificaciones?
4. Los camiones están equipados con lonas impermeables?
5. La mezcla tiene una apariencia uniforme?
6. La apariencia general de la mezcla es satisfactoria?
7. La temperatura de la mezcla es uniforme y satisfactoria?
8. La mezcla cumple con los requisitos de colocación?
9. Sus asistentes han sido correctamente instruidos?
10. Se están observando todas las medidas de seguridad?

ASPHALT PLANT INSPECTOR'S DAILY REPORT

PROJECT 1-708-41 (4) & (5) COUNTY Washita STATE OK DATE 6/20/74
 MATERIAL MIXED BY Blount Co. AT Blount Co. REPORT NO. 12
 CONIGNED TO Blount Co. AT Blount Co. ROAD PROJECT Blount Co.
 TYPE OF PLANT Kellogg-Roth MIX TIME PER BATCH 36 SECONDS

MATERIALS															
ASPHALT	KIND	SOURCE	CAR OR TRUCK NO.						DATE RECEIVED						AMOUNT
	AC-20	Refinery	Truck #23-Kerr Co.						6/20						4,800 gal.
	AC-20	-	Truck #21-Kerr						6/20						4,800 gal.
AGGREGATE	KIND	SOURCE	3/4"	1 1/4"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	15	10	7.5	5	3.75	2.25
COARSE	C. stone	Langley Co.			100	71.0	20.4	10.2	5.3	1.1	0.4	0.2	0.2	0.2	0.1
INTER-MEDIATE	C. stone	Langley Co.			100	64.8	22.5	11.9	5.9	1.2	0.5	0.2	0.1	0.1	0.0
FINE	Sand	James Hill						100	80.0	91.5	87.0	87.7	80.9	10.0	0.1
FILLER	Intensifier	Kellogg-Roth Co.											100	80.0	80.7
COMBINED GRADATION	Gravel %		Intermediate %		Sand %		FILLER %								
					100	81.0	81.0	62.4	62.1	60.8	54.4	50.7	50.8	10.1	1.7
JOB-MIX FORMULA					100	80.0	78.0	70.8	66.5	48.5	38.5	34.6	18.0	11.0	1.0

ANALYSIS OF HOY BIN AGGREGATES															
BIN NO.	3/4"	1 1/4"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	15	10	7.5	5	3.75	2.25	1.50	
1								100	80.0	78.1	68.0	41.0	18.7	3.8	
2					100	88.5	81.0	8.7	4.0	1.0	0.0	0.3	0.3		
3			100	88.4	82.2	11.7	4.8	0.0	1.5	0.4	0.3	0.3	0.0		
4			100	80.0	8.0	0.4	1.1	0.2	0.4	0.3	0.0	0.1	0.1		
MINERAL FILLER													100	80.0	80.7
SAND EQUIVALENT VALUE <u>76</u> CORRECTION FACTOR FROM WARMED ANALYSIS (-92%) <u>1.84</u>															

BATCH WEIGHTS, LBS. OR LBS. PER REVOLUTION							
MIX TYPE	BIN 1	BIN 2	BIN 3	BIN 4	FILLER	ASPHALT	TOTAL
% of Total Mix	34.0	88.1	18.9	11.9	3.8	6.5	100.0
surface	1380	1080	784	666	180	888	6008

ANALYSIS OF MIX														
SAMPLE	HOUR	TEMP °F	3/4"	1 1/4"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	15	10	7.5	5	3.75
41	10 10	285				100	80.0	81.0	68.0	40.0	34.1	28.2	18.0	11.0
42	2 30	278				100	81.1	80.6	68.9	44.5	41.9	34.0	28.7	18.0
43	6 30	280				100	81.7	81.9	69.0	44.2	41.3	34.8	28.0	18.0
Average for day		281				100	81.0	81.0	68.3	41.1	34.1	28.0	18.0	11.0
JOB MIX FORMULA						100	80.0	78.0	70.8	66.5	48.5	38.5	34.6	18.0

TEMPERATURE OF MIX, °F														
TIME	8 15 a.m.	9 30	10 10	11 00	12 45 p.m.	1 30	2 30	3 30	4 30	6 30	8 10			
°F	284	288	288	281	273	277	279	280	281	280	278			

CHARACTERISTICS OF MIX							
SAMPLE LOCATION	TIME OR LOAD NO.	THEORETICAL DENSITY	SPECIMEN DENSITY	% THEO DENSITY	STABILITY	FLOW @ INCR	CONESOMETER VALUE
from truck	2 30 a.m.	8.618	8.417	98.0	1878	10	
from truck	3 30 p.m.	8.618	8.388	98.7	2180	11	

WEATHER A.M. cloudy P.M. clear & hot TEMPERATURE A.M. 81 °F. P.M. 84 °F.
 PLANT OPERATED Blount Co. PRODUCTION Blount Co. TYPE OF MIX Blount Co.
 FROM 8 30/16 30 TONS PREVIOUS 22,129
 TO 11 30/1 16 TONS TODAY 1,086
 TONS TOTAL 23,215

SAMPLE NO. 39 REPRESENTS 888 TONS OF surface FOR DATES 6/19/74
 SAMPLE NO. 41 REPRESENTS 1,086 TONS OF surface FOR DATES 6/20/74

REMARKS Sample 39 & 41 used for material lab.

SIGNED Dubois
 PLANT INSPECTOR, RESIDENT ENGINEER, ETC.

(Note—This report is intended as a guide. When more materials are being used, or more than one mix type is being produced, additional specs may be necessary.)

FIGURA 4.28 - Formulario para Reportes Diarios (Ejemplo).

SEGURIDAD

El inspector de la planta de asfalto debe estar siempre consciente de la seguridad, y debe estar alerta sobre cualquier peligro potencial para el personal o para la planta misma. Las consideraciones de seguridad deben ser siempre recalculadas.

El polvo es particularmente peligroso. No es tan solo una amenaza para los pulmones y los ojos, sino que puede contribuir a una mala visibilidad, especialmente cuando los camiones, los cargadores de tractor, o cualquier otra maquinaria esta operando alrededor de los apilamientos (acopios) o tolvas en frío. La visibilidad reducida en el área de trabajo es una gran causa de accidentes.

El ruido puede ser también de doble peligro. El ruido es dañino para el oído y puede distraer la atención de los trabajadores, ocasionando que pierdan la concentración en la maquinaria que están operando.

Las bandas que operan transportando agregado requieren de constante atención, así como las correas de los motores y las cadenas y ruedas de las transmisiones. Todas las poleas y correas, y los mecanismos de transmisión, deberán estar cubiertos, o protegidos. Nunca se deberá usar ropa suelta en una planta de asfalto, pues esta puede ser atrapada en el equipo.

Un buen cuidado de la planta es esencial para la seguridad de la misma. La planta y el patio deberán mantenerse libres de alambres o líneas sueltas, tubos, mangueras, o cualquier otro obstáculo libre. Las líneas de alto voltaje, las conexiones de campo, y las superficies mojadas del suelo constituyen otros peligros que el inspector debe tener en cuenta. Cualquier conexión suelta, alambres deshilachados; o equipo que no este propiamente conectado a tierra, deberá reportarse inmediatamente.

Los trabajadores de la planta no deberán trabajar en los acopios mientras la planta este operando. Nadie deberá caminar o pararse sobre los acopios, o sobre los arcones que están encima de las aberturas de las compuertas de alimentación. Muchas personas, sin tener advertencia alguna, han sido atrapadas y sepultadas vivas dentro del material.

Las llamas de los quemadores y las altas temperaturas alrededor de los secadores de la planta constituyen peligros obvios. En todas las líneas de combustible se deberán instalar válvulas de control que puedan ser operadas desde distancias seguras. También se deberán instalar dispositivos de seguridad para llamas en todas las líneas de combustible. No deberá permitirse ninguna humareda cerca de los tanques de almacenamiento de asfalto o de combustible. Revise frecuentemente las líneas de aceite de calentamiento y las líneas de vapor para ver si hay fugas, y las líneas de distribución de asfalto para ver si hay perforaciones. Asegurese de que haya válvulas de seguridad instaladas en todas las líneas de vapor, y que estén trabajando correctamente. Use pantallas, barreras de resguardo, y escudos como protección contra el vapor, el asfalto caliente, las superficies calientes, y otros peligros similares.

Cuando este manejando asfalto caliente, use gafas protectoras químicas y una careta. Los cuellos de las camisas deberán cerrarse completamente y los puños de las mangas deberán abrocharse. Los guantes con mangas que se extienden arriba del brazo deberán usarse un poco sueltos para que se puedan quitar rápidamente en el caso de que lleguen a cubrirse de asfalto. Los pantalones sin doblez deberán extenderse por encima de la parte alta de las botas.

El inspector deberá ejercitar extremo cuidado cuando este subiendo alrededor de la plataforma de la criba, cuando este inspeccionando las cribas y las tolvas calientes, o cuando este tomando muestras calientes de la tolva. Deberá exigir que haya escaleras comunes, o de mano, cubiertas o protegidas, para que provean un acceso

seguro a todas las partes de la planta. Todas las escaleras y plataformas deberán tener barandas seguras. El inspector (y todos los trabajadores alrededor de la planta) deberá siempre usar un casco duro

Los patrones del tránsito de camiones deberán planearse teniendo en cuenta la seguridad y la conveniencia. Los camiones que entren a la planta a recoger una carga de mezcla en caliente no deberán cruzar el camino de los camiones cargados que salen de la planta. Además, los camiones no deberán dar contramarcha.

RESUMEN

En esta sección se han introducido los conceptos básicos, y la maquinaria fundamental, necesarios en el proporcionamiento y mezclado de asfalto y agregado en la planta mezcladora. También se han identificado dos tipos principales de plantas - de dosificación y mezcladora de tambor - y se han discutido las similitudes entre ellas. A la vez, se han descrito los procedimientos generales para manejo y almacenamiento, junto con los de muestreo, pruebas, y seguridad. Las secciones siguientes describen, en detalle, las operaciones específicas que conciernen a cada planta (de dosificación y mezcladora de tambor).

OPERACIONES DE LA PLANTA DOSIFICADORA

El propósito de esta sección es describir las funciones específicas de una planta de dosificación. A su vez, la sección desarrollará en el inspector las habilidades necesarias para que pueda distinguir la manera correcta en que la planta debe trabajar con el fin de producir una mezcla que cumpla con las especificaciones de la obra. Específicamente, al completar el estudio de esta sección, el inspector deberá:

- Conocer los componentes principales de una planta de dosificación.
- Entender el propósito y la función de cada componente.
- Reconocer los problemas potenciales que pueden ocurrir durante la operación de la planta y describir las medidas apropiadas para prevenir dichos problemas.
- Entender las responsabilidades específicas de un inspector de planta.

Adicionalmente, el inspector deberá haber hecho un completo análisis de los peligros potenciales en la planta y de la necesidad de estar constantemente alerta sobre prácticas inseguras.

INTRODUCCIÓN

Las plantas de dosificación obtienen su nombre del hecho de que, durante la operación, producen la mezcla caliente en cargas, produciendo una carga tras otra. El tamaño de la carga varía de acuerdo a la capacidad del amasadero de la planta (la cámara mezcladora donde se combinan el asfalto y el agregado). Una carga típica pesa como 2,722 kg. (6,000 lb.).

Las plantas de dosificación se distinguen de las plantas mezcladoras de tambor, en que no producen la mezcla en caliente en un flujo continuo.

HISTORIA DE LAS PLANTAS DE DOSIFICACIÓN

Las operaciones fundamentales de una planta de asfalto - secado, cribado, proporcionamiento, y mezclado - fueron combinadas por primera vez, en una planta

de asfalto, alrededor de 1870. Las primeras plantas, aunque simples comparadas con las de hoy día, formaron la base para la producción de mezcla en caliente durante el siglo diecinueve.

Hacia los años 1900, las plantas habían mejorado su diseño, e incluían tolvas de agregado, elevadores de material en frío, secadores rotatorios, elevadores de material en caliente, tanques de asfalto, y plataformas de mezclado. Las plataformas de mezclado incluían un cajón para medir agregado, una cubeta para asfalto, y un amasadero montado lo suficiente alto para permitir el paso, por debajo, de vagones tirados por caballos.

Alrededor de 1930, las plantas estaban produciendo de 800 a 1,000 toneladas de mezcla por día (8 horas en un día). En los años treinta y cuarenta la introducción de bandas transportadoras, y el desarrollo de mejores compuertas y alimentadores, resultó en mejores sistemas de alimentación en frío. El uso de secadores más grandes se hizo más común. Los colectores centrífugos de polvo, las básculas sin resortes, los primeros sistemas electrónicos automáticos de pesaje, las cerraduras de tiempo en los ciclos de mezclado, y los pirometros de registro, aparecieron en estos años.

En los cincuenta la tendencia consistió en desarrollar plantas más grandes y de mayor capacidad. Sin embargo, los controles automáticos para los quemadores, y la automatización de las funciones de proporcionamiento y ciclado, también entraron en uso a principios de esta época.

En los sesenta hubo una proliferación de sistemas automáticos de control, con total automatización de los procesos de proporcionamiento y mezclado, así como de sistemas de control para los quemadores.

Los dos avances más importantes de los setenta fueron el surgimiento de los sistemas computarizados de control de plantas y los adelantos en el control de mido y polvo; estos últimos provenientes de la promulgación gubernamental de regulaciones de salud y seguridad.

A pesar de todos los cambios y avances incorporados en la planta de dosificación a través de los años, el proceso fundamental - secado, cribado, proporcionamiento y mezclado - sigue siendo el mismo. En las plantas de dosificación de hoy día (Figura 4.29), el diseño básico del equipo que efectúa las operaciones sigue siendo esencialmente el mismo.

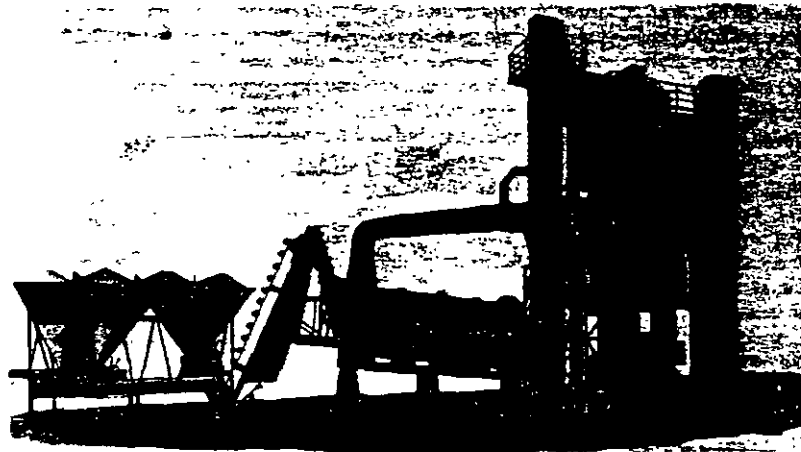


FIGURA 4.29 - Planta de Dosificación (Típica).

OPERACIONES Y COMPONENTES DE LA PLANTA DE DOSIFICACIÓN

En una planta asfáltica de dosificación, los agregados son combinados, calentados y secados, proporcionados, y mezclados con el cemento asfáltico para producir una mezcla asfáltica en caliente. Una planta puede ser pequeña o grande, dependiendo del tipo y la cantidad de mezcla asfáltica que se este produciendo. También puede ser estacionaria o portátil.

Ciertas operaciones básicas son comunes en todas las plantas de dosificación:

- Almacenamiento y alimentación en frío del agregado.
- Secado y calentamiento del agregado.
- Cribado y almacenamiento del agregado caliente.
- Almacenamiento y calentamiento de asfalto.
- Medición y mezclado de asfalto y agregado.
- Carga de la mezcla final en caliente.

La Figura 4.30 ilustra la secuencia de estas operaciones.

Los agregados son removidos, en cantidades controladas, del lugar de almacenaje o de los acopios, y luego pasados por un secador en donde son secados y calentados. Después, los agregados pasan por una unidad de cribado, la cual separa el material en fracciones de diferente tamaño, y lo deposita en tolvas para su almacenaje en caliente. Luego, los agregados y el relleno mineral (cuando este es usado) son pesados, en cantidades controladas, combinados con el asfalto, y mezclados en su totalidad para formar una carga. La mezcla es luego cargada en los camiones y transportada al lugar de pavimentación.

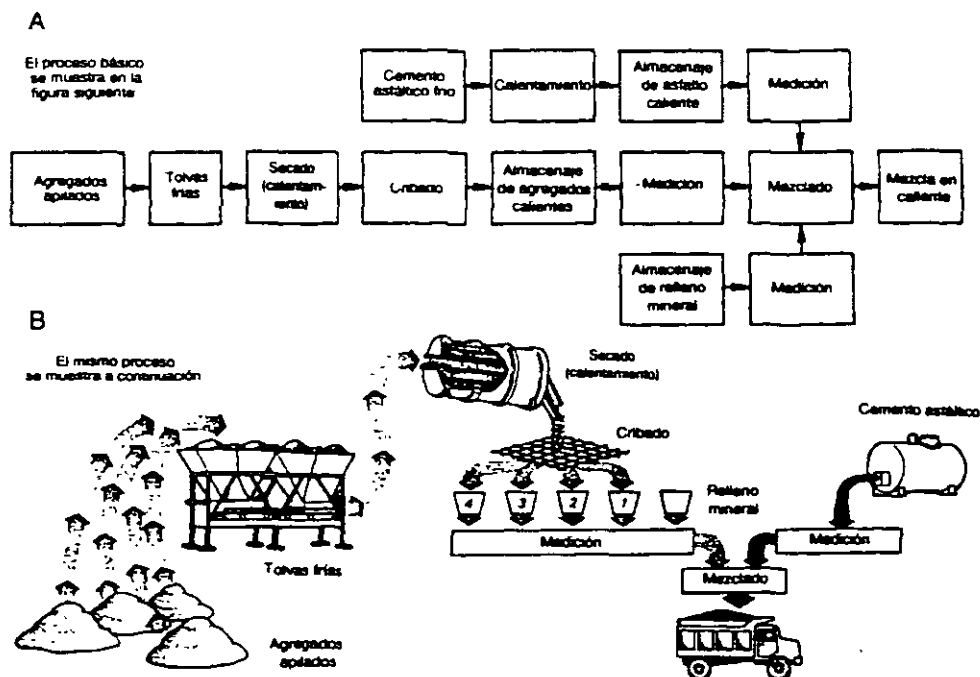


FIGURA 4.30 - Operaciones Básicas de una Planta de Dosificación en (A) Diagrama de Flujo y (B) Presentación Esquemática.

La Figura 4.31 ilustra los componentes principales de una planta asfáltica típica de dosificación. Cada componente o grupo de componentes está descrito en detalle en las secciones siguientes; sin embargo, una visión global de los procesos involucrados en las operaciones de la planta ayudará al inspector a entender las funciones y relaciones de las partes.

Catorce partes principales

- | | |
|--------------------------------------|--|
| 1. Tolva fría | 8. Unidad de cribado |
| 2. Compuerta de alimentación en frío | 9. Tolvas calientes |
| 3. Elevador de material en frío | 10. Caja pesadora |
| 4. Secador | 11. Unidad de mezclado - amasadero |
| 5. Colector de polvo | 12. Depósito de relleno mineral |
| 6. Chimenea de escape | 13. Depósito de cemento asfáltico caliente |
| 7. Elevador de material en caliente | 14. Cubeta pesadora de asfalto |

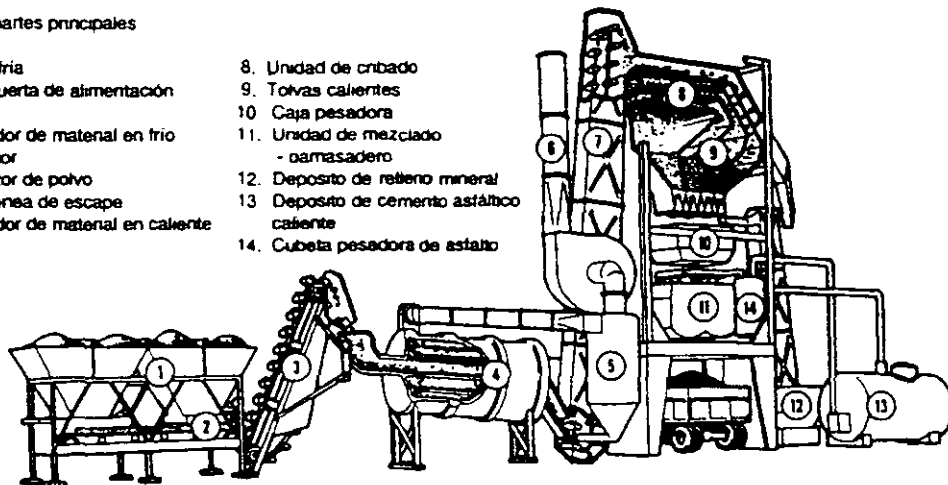


FIGURA 4.31 - Componentes Principales de una Planta de Dosificación (las plantas modernas también incluyen un compartimento defiltros además del colector de polvo mostrado arriba en el numeral 5).

Los agregados fríos (sin calentar) almacenados en las tolvas frías (1) son proporcionados mediante compuertas de alimentación en frío (2) hacia una banda transportadora, o un elevador de cubetas (3), el cual descarga los agregados en el secador (4), en donde son secados y calentados. Los colectores de polvo (5) remueven cantidades indeseables de polvo del escape del secador. Los gases restantes del escape son eliminados a través de la chimenea de escape de la planta (6). Los agregados ya secos y calientes son luego llevados por un elevador de material en caliente (7) hacia la unidad de cribado (8), la cual separa el material en fracciones de diferente tamaño y lo deposita en tolvas calientes separadas (9) para un almacenamiento temporal. Cuando es necesario, los agregados calientes son medidos en cantidades controladas sobre la caja pesadora (10). Luego, los agregados son descargados dentro de la cámara mezcladora o amasadero (11), junto con la cantidad correcta de relleno mineral proveniente de la reserva (12), si es que este último es necesitado. El cemento asfáltico caliente, proveniente del tanque de almacenamiento de cemento asfáltico caliente (13), es bombeado hacia la cubeta pesadora de asfalto (14), la cual pesa el cemento asfáltico antes de ser descargado en la cámara mezcladora o amasadero, en donde es combinado en su totalidad con los agregados y el relleno mineral, si es que este es usado. La mezcla asfáltica en caliente proveniente de la cámara de mezclado es luego descargada en el camión, o almacenada.

ALIMENTACIÓN EN FRÍO DE AGREGADO

El manejo, almacenamiento, y alimentación en frío de agregados, en la planta de dosificación, es parecido al efectuado en los otros tipos de planta. Gran parte de la información común relacionada con esta área está incluida en la Sección 4.6. La información específica concerniente a plantas de dosificación está incluida bajo los tres artículos discutidos a continuación. Estos son: (1) alimentación uniforme en frío, (2) proporcionamiento de agregados fríos, e (3) inspección de la alimentación en frío.

ALIMENTACIÓN UNIFORME EN FRÍO

Los agregados finos y gruesos de diferente tamaño son colocados en tolvas frías separadas (Figura 4.32). Las tolvas deberán mantenerse lo suficiente llenas, en todo momento, para asegurar que siempre haya una cantidad suficiente de material tal que se garantice un flujo uniforme a través del alimentador. La alimentación uniforme en frío es necesaria por varias razones. Entre estas están:

- La alimentación errática de material proveniente de las tolvas frías puede causar que algunas de las tolvas calientes se llenen demasiado mientras otras trabajan con muy poco material.
- Las variaciones grandes en la cantidad de un determinado agregado (particularmente de agregado fino), en la alimentación en frío, pueden causar un cambio considerable en la temperatura de los agregados que salen del secador.
- Una alimentación en frío excesiva puede sobrecargar el secador o las cribas.

Todos estos problemas contribuyen a la producción de una mezcla no-uniforme, la cual a su vez será causa de problemas en la carretera. El control de la alimentación en frío es, entonces, la clave de todas las operaciones posteriores.

PROPORCIONAMIENTO DE AGREGADOS FRÍOS

El proporcionamiento exacto de agregados fríos es importante porque, excepto por la pequeña cantidad de degradación que puede ocurrir durante el secado y el cribado, la granulometría de agregado en las tolvas calientes depende de la alimentación en frío. Para garantizar que las tolvas calientes permanezcan en equilibrio, (contengan las proporciones correctas de los diferentes agregados de tamaño variable para producir la granulometría de mezcla deseada), las proporciones de agregado que salen de las tolvas frías deben ser cuidadosamente monitoreadas y controladas.

Si el análisis granulométrico del material de la alimentación en frío exhibe cualquier diferencia grande con respecto a los requerimientos de la fórmula de obra, entonces, para corregir la gradación, se deben ajustar las cantidades que están siendo alimentadas por las diferentes tolvas frías. Esto no requiere volver a calibrar las aberturas de las compuertas sino simplemente ajustar las aberturas de acuerdo a los gráficos de calibración.

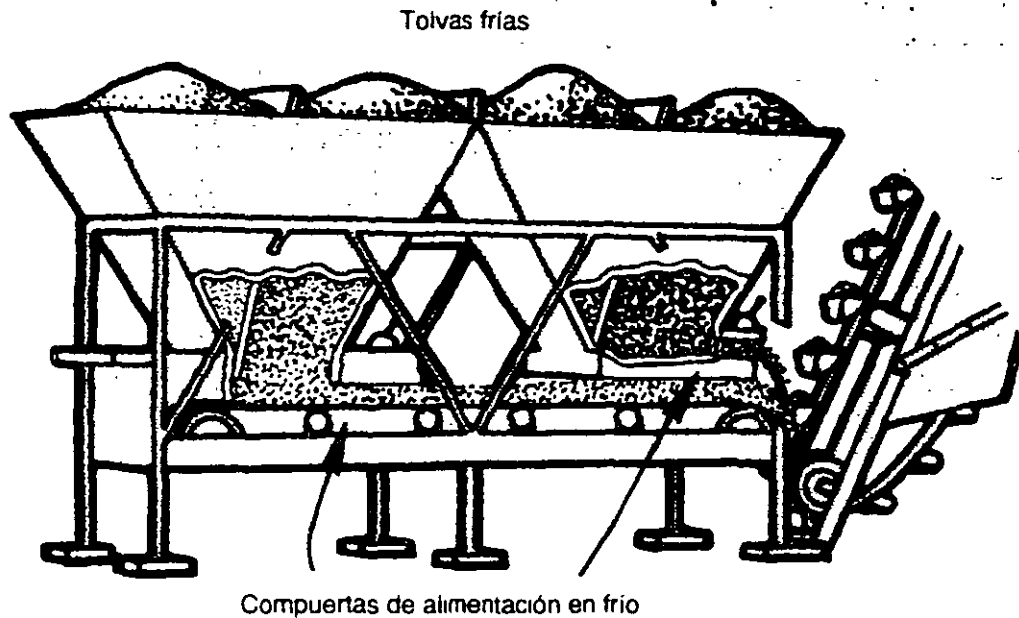


FIGURA 4.32 - Sistema de Alimentación en Frío.

INSPECCIÓN DE LA ALIMENTACIÓN EN FRÍO

El inspector deberá observar los procedimientos de calibración de compuertas. Durante la producción, el inspector deberá revisar periódicamente los indicadores de abertura de compuerta, para estar seguro que las aberturas permanezcan correctamente ajustadas

El inspector deberá observar frecuentemente el sistema de alimentación para poder detectar cualquier variación en la cantidad de agregados que están siendo alimentados. Una alimentación lenta puede ser causada por raíces o floculos de tierra que están obstruyendo las compuertas, impidiendo que el material salga libremente a través de la abertura de la compuerta. Una alimentación lenta también puede ser el resultado de humedad excesiva en el agregado u otro factor que impida el flujo uniforme de material hacia el secador. Si hay una o mas compuertas causando problemas, el inspector deberá informar al contratista.

SECADO Y CALENTAMIENTO DEL AGREGADO

Después de salir de las tolvas frías, los agregados son descargados en el secador. El secador realiza dos funciones: (1) remueve la humedad de los agregados y (2) eleva la temperatura del agregado al nivel deseado.

De importancia para el inspector son: (1) la operación básica de secado, (2) el control de temperatura, (3) la calibración de los indicadores de temperatura, y (4) las revisiones de humedad. Cada una es discutida a continuación bajo un encabezado diferente.

OPERACIÓN DE SECADO

El secador convencional de la planta de dosificación es un cilindro rotatorio que tiene un diámetro entre 1.5 y 3 metros (5 a 10 pies), y una longitud entre 6 y 12 metros (20 a 40 pies). El secador incluye un quemador de aceite o gas con un ventilador que proporciona el aire principal de combustión, y un ventilador reductor para crear tiraje a través del secador (Figura 4.33). El tambor también está equipado con canales longitudinales, llamados aspas, que levantan el agregado y lo dejan caer a través de la llama del quemador y los gases calientes (Figura 4.34). La inclinación del secador, su velocidad de rotación, diámetro, longitud y la configuración y el número de aspas determinan la cantidad de tiempo que el agregado irá a permanecer en el secador. Para una operación eficiente de secado, el aire necesario para la combustión debe estar en equilibrio con la cantidad de combustible que está siendo suministrada al quemador. El ventilador reductor crea el tiraje de aire que transporta el calor a través del secador y remueve la humedad. Una falta de balance entre estos tres elementos puede causar problemas graves. Por ejemplo, respecto al aceite combustible, una deficiencia de aire o un exceso de flujo de aceite puede resultar en una combustión incompleta del combustible. Este aceite sin quemar deja un revestimiento aceitoso sobre las partículas de agregado, el cual puede afectar desfavorablemente la mezcla final.

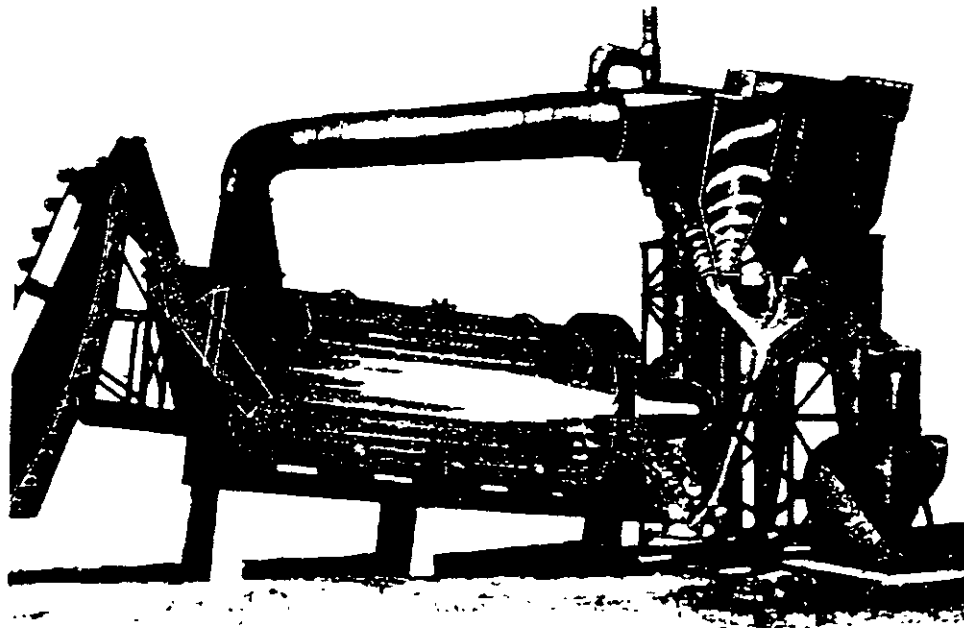


FIGURA 4.33 - Secador Típico.

Una manera rápida de revisar si puede haber revestimiento del agregado, es la de colocar, dentro de un balde con agua, una paleta del agregado que está siendo descargado por el secador. Cualquier capa aceitosa flota hacia la superficie. Una película delgada de aceite no es de importancia; sin embargo, una película pesada sobre la superficie del agua requiere atención inmediata.

Una falta de equilibrio entre el aire de tiraje y las velocidades del ventilador puede causar una contrapresión dentro del tambor. Esto crea un "resoplido-reverso" de descarga en el extremo del tambor donde esta el quemador, indicando que la velocidad del aire de tiraje es insuficiente para acomodar la presión de aire creada por el ventilador del quemador. En este caso, se debe reducir la resistencia al aire de tiraje o la presión de aire del ventilador.

Generalmente, los secadores están diseñados para tener máxima eficiencia cuando el agregado que están calentando y secando tiene un contenido dado (típicamente 5 por ciento) de humedad. Si el contenido de humedad del agregado es mas alto que el contenido para el cual el secador fue diseñado, se debe reducir la cantidad de agregados que están siendo alimentados al secador. Esta reducción conuera a una disminución en la capacidad horaria del secador.

Los secadores con quemadores de gas natural o petróleo líquido raramente presentan problemas de combustión. Sin embargo, todavía pueden ocurrir las faltas de equilibrio en la presión de gas, de aire de combustión y de tiraje.

El secado es la operación más costosa en la producción de la mezcla, debido al consumo de combustible. Es también uno de los cuellos de botella más comunes en la operación de la planta. La tasa de producción de toda la planta depende de la eficiencia del secador. El concreto asfáltico no puede ser producido más rápido de lo que el agregado puede ser secado y calentado.

CONTROL DE TEMPERATURA

Es esencial una temperatura correcta del agregado. La temperatura del agregado, y no del asfalto, controla la temperatura de la mezcla. La capa de asfalto puesta sobre cada partícula de agregado, durante el mezclado, adquiere la temperatura de ese agregado casi instantáneamente. Los agregados que son calentados excesivamente pueden endurecer el asfalto durante el mezclado. Los agregados que no son calentados lo suficiente son difíciles de revestir en su totalidad con asfalto, y la mezcla resultante es difícil de colocar en el proceso de pavimentación.

Un dispositivo para medir temperatura, llamado pirometro, es usado para monitorear la temperatura del agregado a medida que el material sale del secador. Existen dos tipos de pirometros: (1) pirometro indicador y (2) pirometro de registro (Figura 4.35). La cabeza registradora del pirometro de registro esta localizada, generalmente, en el cuarto de control de la planta. El pirometro indicador puede estar localizado en el conducto o canal de descarga del secador (Figura 4.36).

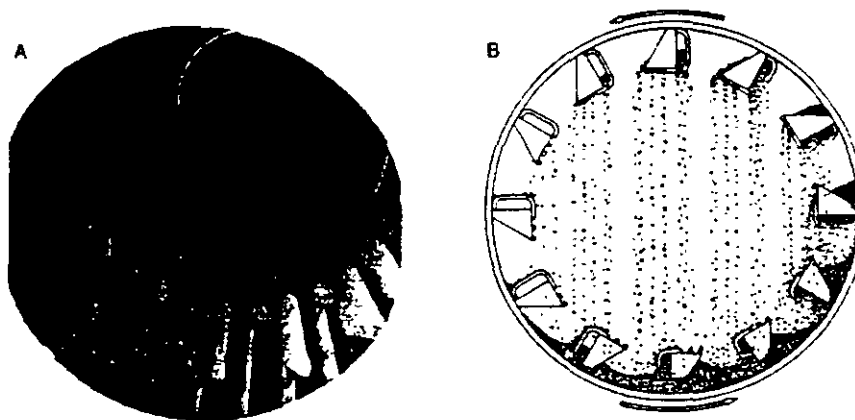


FIGURA 4.34 - Aspas: (A) Diseño Típico y (B) Funcionamiento.

Un dispositivo bueno para medir temperatura ayuda al inspector de la planta a proveer:

- Registros exactos de temperatura, y
- Cualquier indicación de fluctuaciones de temperatura que sugieran una falta de control y uniformidad en las operaciones de secado y calentamiento.

CALIBRACIÓN

Ambos tipos de dispositivos eléctricos para medir temperatura (pirómetros) (Figura 4.35) son similares en su operación. En ambos tipos, el elemento sensor, el cual consiste en una termocupla encerrada, se proyecta hacia la corriente principal de agregado dentro del conducto de descarga del secador.

Los pirómetros son instrumentos sensibles que miden la pequeña corriente inducida por el calor del agregado que esta pasando sobre el elemento sensor. La cabeza (elemento indicador) del dispositivo debe estar completamente protegida del calor y de las vibraciones de la planta.

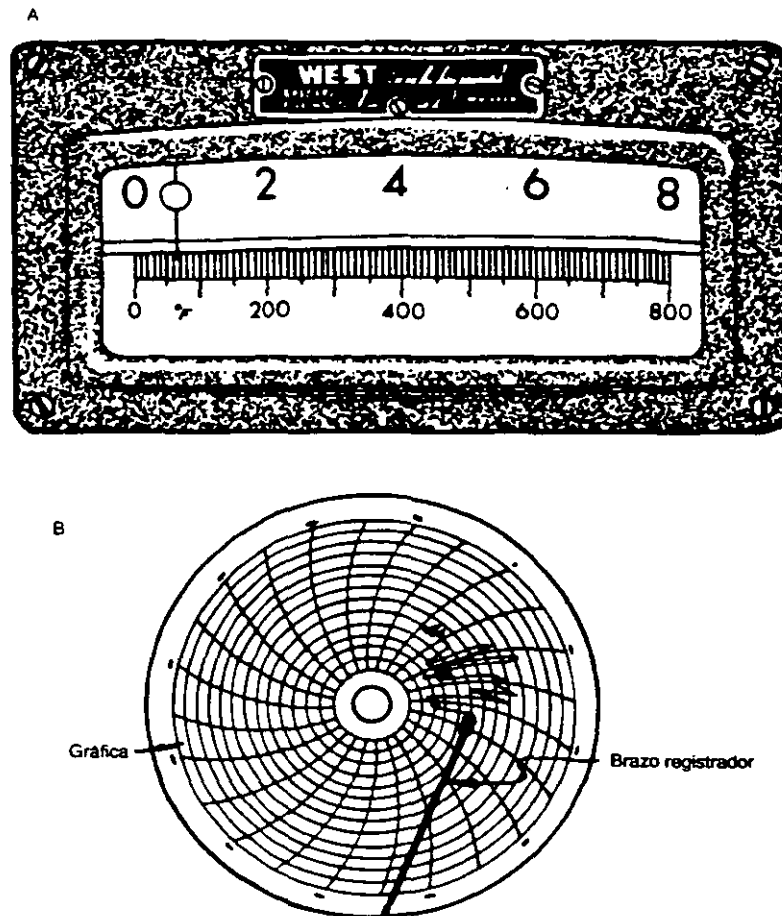


FIGURA 4.35 - Tipos de Pirómetros: (A) Pirómetro Indicador, y (B) Pirómetro de Registro.

Usualmente está localizada lejos del secador y esta conectada a sus elementos sensores por medio de alambres. Cualquier cambio en la longitud de los alambres, tamaño, empalmes o uniones, afecta la calibración del dispositivo, haciendo que este deba ser calibrado de nuevo.

La diferencia principal entre los pirometros indicadores y los de registro es que los indicadores suministran una lectura de cuadrante o digital, mientras que los de registro anotan las temperaturas del agregado sobre un papel en forma gráfica, proporcionando así un registro permanente.

La mejor manera de revisar la precisión de un pirometro es la de introducir el elemento sensor en un baño de aceite o asfalto caliente, al lado de un termómetro calibrado. Teniendo cuidado con el punto de inflamación del baño empleado, se procede muy despacio a calentar el baño por encima de la temperatura esperada en el agregado seco, y luego se comparan las lecturas de los dos instrumentos.

Otra manera de revisar el dispositivo consiste en tomar varias paladas de agregado caliente del conducto de descarga del secador. Estas se vacían sobre el suelo, en forma de pila. La pila mantiene caliente la última palada de agregado mientras se toma la temperatura. La medida del pirometro puede ser comparada con la medida obtenida mediante la inserción total del vástago de un termómetro en el agregado de la pala. Varias lecturas del termómetro serán necesarias para obtener datos precisos de temperatura.

REVISIÓN DE HUMEDAD

Las revisiones rápidas de humedad, en el agregado caliente, se pueden efectuar al mismo tiempo que se están haciendo las revisiones de temperatura del pirometro indicador. Estas revisiones rápidas de humedad son útiles para determinar si es o no necesario efectuar pruebas más precisas de humedad en el laboratorio.

Para hacer una revisión rápida de humedad, se debe construir una pila de agregado caliente proveniente de la descarga del secador. Luego, el inspector deberá estudiar la pila de agregado de acuerdo a lo siguiente:

(1) Observe el agregado para ver si hay vapores que escapan o manchas húmedas. Estos son signos de un secado incompleto o de un agregado poroso que esta librando humedad interna que puede ser dañina. Este tipo de revisión visual se vuelve más preciso a medida que el inspector se familiariza con el agregado que esta siendo usado.

(2) Tome una espátula seca, brillante, y limpia como un espejo, o cualquier otro artículo reflector que se encuentre a una temperatura ambiente normal o mas fría, y pásela despacio sobre el agregado a una altura constante. Observe la cantidad de humedad que se condensa sobre la superficie de reflexión. Con práctica, el inspector podrá ser capaz de detectar excesos de humedad.

CRIBADO Y ALMACENAMIENTO DEL AGREGADO CALIENTE

Después de que los agregados han sido calentados y secados, estos son transportados por un elevador de material en caliente (un elevador cerrado de cubetas) hacia la unidad de clasificación. En la unidad de clasificación, el agregado caliente pasa sobre una serie de cribas que lo separan en fracciones de varios tamaños y luego depositan las fracciones en las tolvas "calientes" (Figura 4.37).

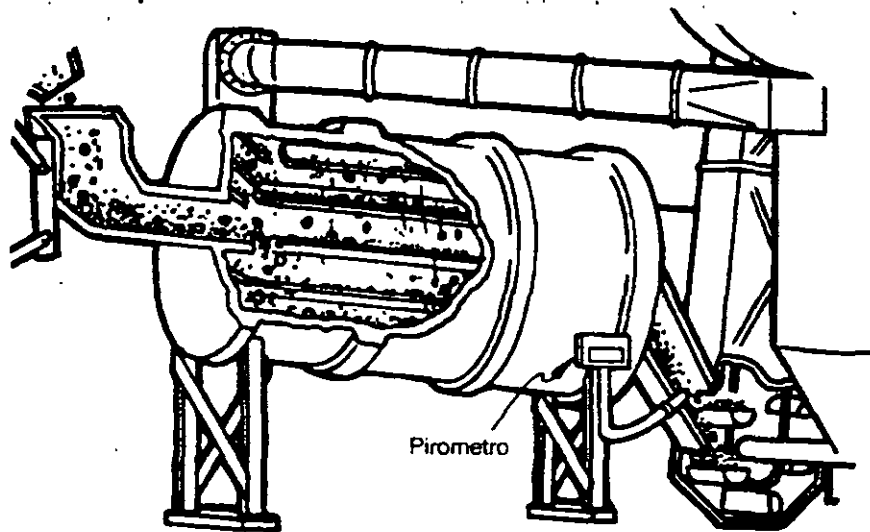


FIGURA 4.36 - Pirometro Localizado en el Conducto de Descarga del Secador.

CRIBAS CALIENTES

La unidad de cribado incluye un conjunto de varias cribas vibratorias de diferente tamaño (Figura 4.38). La primera criba en la serie es una criba preliminar de malla ancha la cual rechaza y extrae los agregados que exceden el tamaño máximo. Esta es seguida por una o dos cribas de tamaño intermedio, disminuyendo en tamaño de arriba hacia abajo. En la parte baja del grupo se encuentra una criba de arena.

Las cribas sirven para separar el agregado en tamaños específicos. Para efectuar esta función correctamente, el área total de cribado debe ser lo suficiente grande para manejar la cantidad total de carga entregada. De nuevo, las cribas deben estar limpias y en buena condición. La capacidad de las cribas debe estar en equilibrio con la capacidad del secador y la capacidad de la cámara de mezclado. Cuando un exceso de material es suministrado a las cribas, las aberturas de las cribas se encuentran taponadas, muchas partículas que deberían pasar a través, ruedan sobre las cribas y caen dentro de la tolva designada para un tamaño mayor de partícula. Igualmente, cuando las cribas están desgastadas o rotas, resultando en aberturas más grandes o en hoyos, habrá material demasiado grande que irá a parar en tolvas designadas para agregado con tamaños menores de partícula. Se denomina "sobrante" cuando el agregado fino cae en la tolva designada para recibir fracciones del tamaño siguiente (mas grande).

Un exceso de sobrante puede hacer aumentar la cantidad de agregado fino en la mezcla total, aumentando a la vez el área superficial a ser cubierta por el asfalto. Si la cantidad de sobrante es desconocida, o si fluctúa, particularmente en la criba No. 2, esto puede afectar seriamente el diseño de la mezcla tanto en la gradación como en el contenido de asfalto. El exceso de sobrante puede ser detectado por medio de un análisis granulométrico del contenido individual de las tolvas calientes, y debe ser corregido inmediatamente ya sea limpiando las cribas o reduciendo la cantidad de material que viene de la alimentación en frío, o de ambas formas. Cierta cantidad de

sobranse es permitida en un cribado normal y esta cantidad es generalmente especificada.

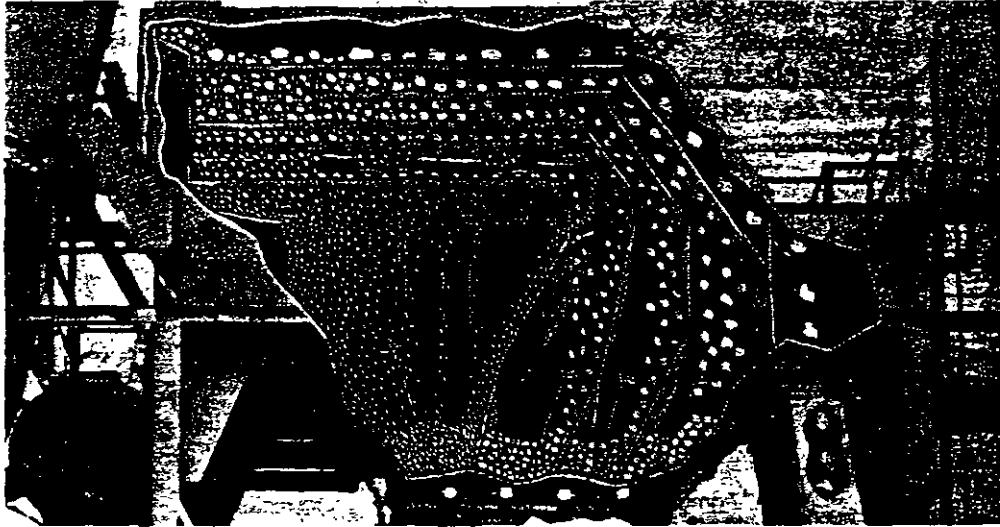


FIGURA 4.37 - Vista en Corte Mostrando Detalles del Flujo de Material a Través de las Cribas y las Tolvas Calientes.

La tolva No. 2 (agregado fino intermedio) es la tolva crítica del sobrante. Esta es la tolva que recibirá el agregado más fino de sobrante y la que más afectará la demanda de asfalto en la mezcla. Típicamente, el sobrante en la tolva No. 2 no deberá exceder 10 por ciento. La cantidad de sobrante se puede verificar al probar una muestra de material de la tolva No. 2 a través del tamiz de 2.36 mm (No. 8).

Para prevenir un sobrante excesivo, se recomienda efectuar inspecciones visuales diarias de las cribas para ver si están limpias y en buena condición. Esto se debe hacer, preferiblemente, antes de comenzar las operaciones del día.

TOLVAS CALIENTES

Las tolvas calientes son usadas temporalmente para almacenar el agregado caliente y ya cribado en los diferentes tamaños requeridos. Cada tolva es un compartimiento individual o una sección de un compartimiento largo dividido en partes. El tamaño adecuado de una tolva caliente deberá ser lo suficiente grande para acomodar el material necesario de cada tamaño cuando el mezclador está operando en su capacidad total. Las divisiones deberán ser herméticas, libres de hoyos y lo suficiente altas para prevenir entremezclado de los agregados.

Las tolvas calientes tienen, usualmente, indicadores que advierten cuando la cantidad de agregados cae por debajo de cierto nivel. Estos indicadores pueden ser electrónicos o mecánicos. Hay un tipo electrónico de indicador (tipo diafragma) que es montado sobre un costado de la tolva (Figura.4.39). La presión de los agregados en la tolva activa este indicador. Cuando el nivel de agregado baja por debajo del indicador, un contacto eléctrico enciende una luz de advertencia.

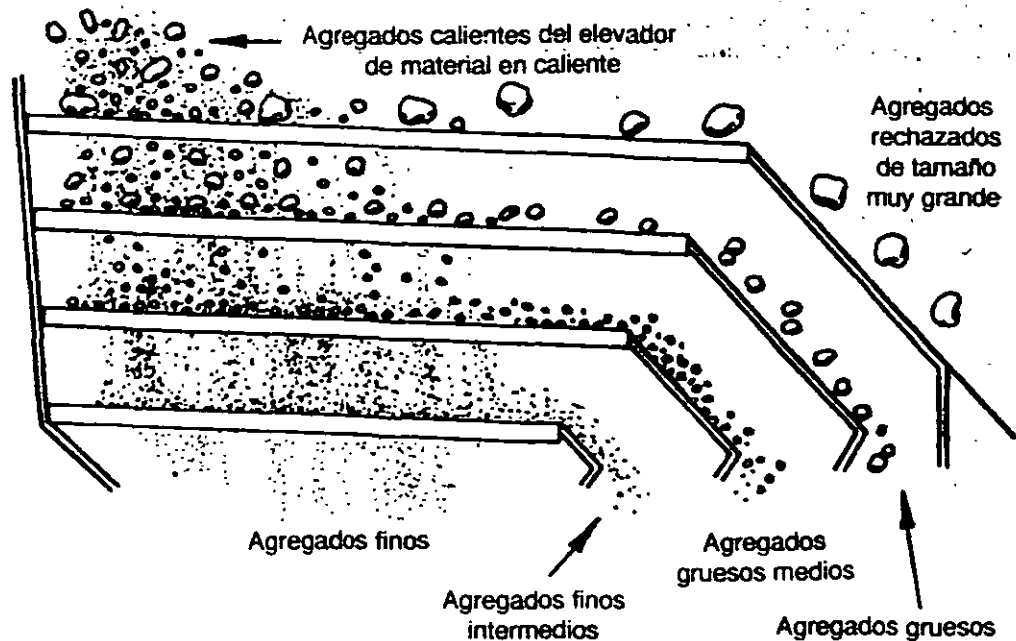


FIGURA 4.38 - Unidad de Cribado.

Cada tolva deberá estar equipada con un tubo de rebose para prevenir que se acumulen cantidades excesivas de agregado y terminen pasándose a otras tolvas. Los tubos de rebose deberán ajustarse para detener acumulaciones excesivas en las tolvas. Cuando una tolva presenta una acumulación excesiva, la criba por encima de ella termina cargando el exceso, lo cual resulta en un sobrante pesado y en un posible daño a la criba. Los tubos de rebose deberán revisarse periódicamente para confirmar que mantengan un flujo libre de material.

Algunas veces el agregado muy fino se adhiere a los rincones de la tolva de agregado fino. Cuando esta acumulación paulatina se derrumba, puede generar una cantidad excesiva de finos en la mezcla. Esta precipitación súbita de material fino ocurre, generalmente, cuando el nivel de agregado en la tolva baja demasiado. La solución es mantener un nivel correcto de agregado en la tolva. También, unas placas recortadas, soldadas en los rincones de la tolva, ayudan a minimizar la acumulación paulatina de finos.

Otros problemas en la producción de una buena mezcla incluyen: escasez de material en una tolva (y exceso en otra), compuerta desgastada en la base de la tolva (permitiendo escape de agregado hacia la tolva de pesaje), y transpiración de las paredes de la tolva (causada por la condensación de humedad).

No deberá permitirse que las tolvas calientes trabajen vacías. Una escasez o un exceso en la tolva puede corregirse si se ajusta la alimentación en frío. Por ejemplo, si la tolva de material grueso se está sobrecargando mientras que las otras permanecen en un nivel adecuado, entonces se deberá disminuir la alimentación en frío de la tolva que contiene el agregado grueso.

No es buena práctica hacer dos ajustes al mismo tiempo. Por ejemplo, si la alimentación total de agregado es deficiente y también una tolva está trabajando un poco sobrecargada, entonces es mejor ajustar primero la alimentación total, y

después ajustar la alimentación de material que esta causando que la tolva individual se este sobrecargando.

Si la compuerta en la base de una tolva esta desgastada y esta dejando escapar material, entonces debe ser reparada o reemplazada inmediatamente. Un escape de material de una tolva caliente puede afectar desfavorablemente la granulometría de la mezcla final.

La transpiración ocurre cuando el vapor húmedo en el agregado y en el aire se condensan en las paredes de la tolva. Usualmente ocurre al comienzo de las operaciones diarias o cuando el agregado grueso no es secado completamente. La transpiración puede causar la acumulación de polvo, la cual resulta en cargas instantáneas excesivas de finos en la mezcla. El relleno mineral y el polvo del compartimiento de filtros deberán almacenarse separadamente en un silo a prueba de humedad, y deberán ser directamente alimentados hacia el interior de la tolva de pesaje.

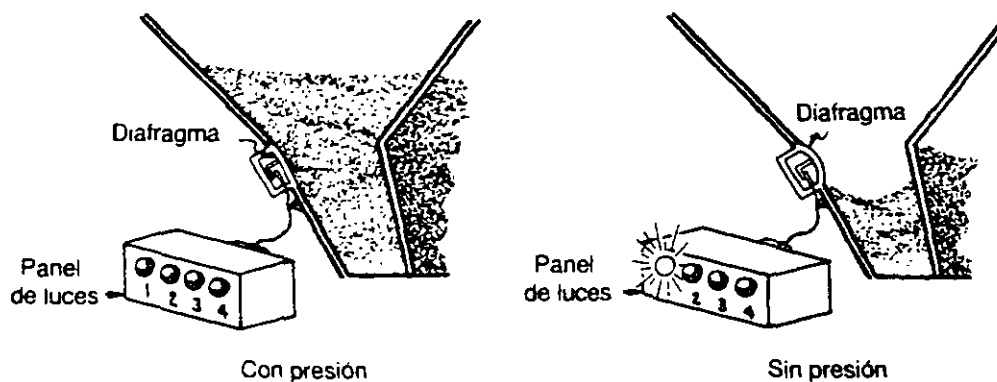


FIGURA 4.39 - Vista en Corte de un Indicador Tipo Diafragma.

MUESTREO EN LA TOLVA CALIENTE

Las plantas asfálticas modernas de mezcla en caliente están equipadas con dispositivos para muestrear agregado caliente en las tolvas. Estos dispositivos desvían el flujo de agregados del alimentador, o de la compuerta debajo de la tolva, hacia los recipientes de muestreo. Es esencial que estos dispositivos de muestreo estén instalados para poder tomar muestras representativas del material que se encuentra en las tolvas.

Al observar el flujo de material sobre las cribas de la planta vemos que las partículas finas caen en un lado de la tolva y las partículas gruesas en otro (Figura 4.40). Cuando el material se extrae de la tolva al abrir una compuerta en la base, la corriente consiste predominantemente de material fino en un extremo y material grueso en el otro. Por lo tanto, la posición del dispositivo de muestreo, en la corriente de material, determina si la muestra estará compuesta de una porción fina, una porción gruesa, o una representación precisa del material de la tolva (Figura 4.41). Esta condición es bastante crítica en la tolva No. 1 (finos), puesto que el material de esta tolva es un factor determinante en la cantidad de asfalto requerida en la mezcla.

También puede ocurrir estratificación vertical en la tolva de material fino. Esta puede ser causada por variaciones en la clasificación de los acopios o por una alimentación variable del agregado frío. Cuando esta forma de segregación existe, no pueden tomarse muestras representativas, aún si el aparato de muestreo es usado correctamente.

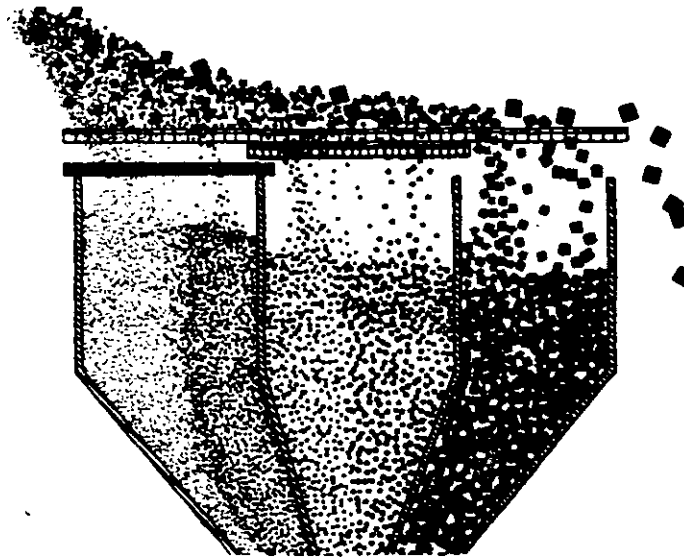


FIGURA 4.40 - Segregación de Agregado en la Tolva Caliente (observe la segregación dentro de cada tolva).

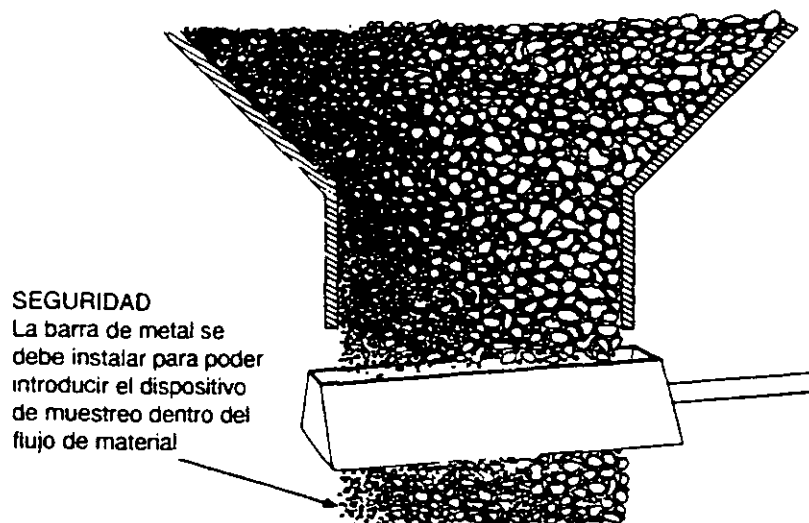


FIGURA 4.41 - Uso Correcto del Dispositivo de Muestreo.

CALIBRACIÓN

Normalmente es responsabilidad del contratista el calibrar la planta asfáltica; sin embargo, el inspector deberá observar y estar enterado de los procedimientos usados para obtener una combinación de agregados que cumpla con la formula de la mezcla de obra.

Para producir la combinación deseada de agregado, se debe analizar el contenido de cada tolva. Para analizar las tolvas calientes, se debe comenzar por poner en marcha la planta, el sistema de alimentación en frío, el secador y las cribas. Cuando la planta alcance su nivel de operación, tal que el material en las tolvas sea representativo de las proporciones establecidas en las compuertas frías, se debe proceder a tomar una muestra de cada tolva. Las muestras de agregado son luego tamizadas. Una vez se determinan las granulometrias del material de cada tolva, se puede calcular el porcentaje exacto de material que debe ser extraído de cada tolva para cumplir con el diseño de mezcla establecido. Este cálculo se efectúa usando el método de tanteos. Para entender el procedimiento, estúdiese el siguiente ejemplo.

Problema Ejemplo

El examen del contenido de la tolva comienza con el análisis del diseño de mezcla del concreto asfáltico que esta siendo producido. En este caso, el diseño de mezcla determina la granulometria de agregado mostrada en la Figura 4.42. La figura muestra valores de una granulometria de referencia (formula de la mezcla de obra) y los márgenes aceptables (márgenes de especificación).

Tamiz	Porcentaje que pasa	
	Formula de la mezcla de obra	Margen de Especificaciones
25.0 mm (1 inch)	100.0	100
19.0 mm (3/4 inch)	97.0	90 - 100
9.5 mm (3/8 inch)	68.0	56 - 80
4.75 mm (No. 4)	48.0	35 - 65
2.36 mm (No. 8)	37.0	23 - 49
0.30 mm (No. 50)	12.0	5 - 19
0.075 mm (No. 200)	5.0	2 - 8

FIGURA 4.42 - Ejemplo de una Granulometria de Obra.

La fórmula de la mezcla de obra es el punto de comienzo para determinar la calibración correcta de los alimentadores de las tolvas calientes. Es necesario determinar que porcentaje de cada tamaño de agregado, en la tolva caliente, debe ser incorporado en la mezcla para cumplir con las especificaciones del diseño.

Primero se determina la granulometria del material de cada una de las tolvas calientes (Figura 4.43). La granulometria combinada es luego determinada por el método de tanteos.

Primera Aproximación por Tanteo

Las proporciones de agregado son estimadas para el primer tanteo. El material que pasa por los tamices de 2.36 mm (No. 8) y 0.075 mm (No. 200) es usado como punto de partida. La formula de la mezcla de obra requiere que 37.0 por ciento del material pase por el tamiz de 2.36 mm (No. 8). La Tolva No. 1, de agregado fino, contiene 99.2 por ciento de material que pasa el tamiz 2.36 mm (No. 8). Por lo tanto, una aproximación de la contribución de la Tolva No. 1 a la granulometría final es 37 por ciento multiplicado por 99.2 por ciento, lo cual equivale a 36.7 por ciento. Redondeando este valor, el estimado usado para el material de la Tolva No. 1 será de 10 por ciento, sujeto a corrección para acomodar el relleno mineral

De las cuatro tolvas, la Tolva No. 1 es la que contiene la mayoría de material que pasa el tamiz de 0.075 mm (No. 200), siendo en este caso 3.2 por ciento. Si se usa 40 por ciento de la Tolva No. 1, entonces 40 por ciento multiplicado por 3.2 por ciento es igual a 1.3 por ciento de material que pasa el tamiz 0.075 mm (No. 200), y el cual va a ser suministrado por esta tolva. Puesto que la formula de la mezcla de obra requiere un total de 5.0 por ciento de material que pasa el tamiz 0.075 mm (No. 200), entonces la tolva de relleno mineral debe proveer el 3.7 por ciento restante. La tolva de relleno mineral contiene 76.2 por ciento de material que pasa el tamiz 0.075 mm (No. 200). Multiplicando 76.2 por ciento por 4.8 por ciento, o redondeando, por 5 por ciento, resulta en 3.2 por ciento. En consecuencia, la tolva de llenante mineral, proveerá el 5 por ciento del agregado total.

Sin embargo, si se usa 40 por ciento de material de la Tolva No. 1 y 5 por ciento de material de la tolva de relleno mineral, esto resultara en demasiado relleno en la mezcla final. Para evitar que esto suceda, se resta 5 por ciento del total de material a ser extraído de la Tolva No. 1, reduciendo así la contribución de la Tolva No. 1 a 35 por ciento.

Hasta este punto el total de material suministrado por la Tolva No. 1 y la tolva de relleno mineral constituye un 40 por ciento de la granulometría total. Esto deja un 60 por ciento de material que deberá provenir de las otras tres tolvas. La forma mas fácil de dividir este porcentaje es en partes iguales para las tres tolvas. En consecuencia, las Tolvas No. 2, No. 3, y No. 4 contribuirán, cada una, con 20 por ciento del agregado total, en esta primera aproximación por tanteo.

En la Figura 4.44 el porcentaje estimado para cada tolva es multiplicado por la gradación de agregado contenida en esa tolva.

Tamaño de Tamiz	25.0 mm (1 in.)	19.0 mm (3/4 in.)	9.5 mm (3/8 in.)	4.75 mm (No. 4)	2.36 mm (No. 8)	0.30 mm (No. 50)	0.075 mm (No. 200)
Granulometrias de Tolvas Calientes							
	Porcentaje que pasa						
Tolva #1 B1	100	100	100	100	99.2	25.0	3.2
Tolva #2 B2	100	100	98.5	51.0	8.7	0.5	0.3
Tolva #3 B3	100	98.4	11.7	4.3	2.0	0.3	0.2
Tolva #4 B4	100	60.0	5.9	1.1	0.5	0.2	0.1
Relleno Mineral MF	100	100	100	100	100	96.2	76.2

FIGURA 4.43 - Resultados de un Ejemplo de Análisis Granulométrico de Tolvas Calientes.

Segunda Aproximación por Tanteo

Los totales combinados de la Figura 4.44 son luego comparados con la fórmula de la mezcla de obra. El porcentaje total combinado para el material que pasa el tamiz 0.075 mm (No. 200) es adecuado, de modo que no es necesario hacer cambios en la cantidad de relleno mineral. El material que pasa el tamiz 2.36 mm (No. 8) excede lo requerido por la fórmula de la mezcla de obra, y también hay demasiado material que pasa el tamiz 4.75 mm (No. 4). En consecuencia, el porcentaje de la Tolva No. 1 deberá ser reducido. Puesto que hay suficiente material pasando los tamices que están por encima del tamiz de 4.75 mm (No. 4), los porcentajes de material de la Tolva No. 2 y la Tolva No. 3 deberán aumentarse a la vez que se disminuye el porcentaje de la Tolva No. 4. Unos ajustes de 5 por ciento parecen ser adecuados para la segunda aproximación por tanteo. De modo que la tolva de relleno mineral se mantiene en 5 por ciento, la Tolva No. 1 se reduce a 30 por ciento, las Tolvas No. 2 y No. 3 son aumentadas hasta 25 por ciento cada una, y la Tolva No. 4 se reduce a 15 por ciento. En la Figura 4.45, el porcentaje estimado para cada tolva en la segunda aproximación es multiplicado por la granulometría de agregado de cada tolva.

Tamaño de Tamiz	25.0 mm (1 in.)	19.0 mm 3/4 in.)	9.5 mm (3/8 in.)	4.75 mm (No. 4)	2.36 mm (No. 8)	0.30 mm (No. 50)	0.075 mm (No. 200)
Margen de Especificaciones	100	90-100	56-80	35-65	23-49	5-19	2-8
Formula de la mezcla de obra	100	97	68	48	37	12	5
Granulometrías de Tolvas Calientes							
	Porcentaje que pasa						
Tolva No. 1 B1	100	100	100	100	99.2	25.0	3.2
Tolva No. 2 B2	100	100	98.5	51.0	8.7	0.5	0.3
Tolva No. 3 B3	100	98.4	11.7	4.3	2.0	0.3	0.2
Tolva No. 4 B4	100	60.0	5.9	1.1	0.5	0.2	0.1
Relleno Mineral MF	100	100	100	100	100	96.2	76.2
Aproximación No. 1 Trate 35% B1, 20% B2, 20% B3, 20% B4 and 5% MF							
B1 × 0.35	35	35	35	35.0	34.7	8.8	1.1
B2 × 0.20	20	20	19.7	10.2	1.7	0.1	0.1
B3 × 0.20	20	19.7	2.3	0.9	0.4	0.1	0
B4 × 0.20	20	12.0	1.2	0.2	0.1	0	0
MF × 0.05	5	5.0	5.0	5.0	5.0	4.8	3.8
Total	100	91.7	63.2	51.3	41.9	13.8	5.0

FIGURA 4.44 - Resultados de la Primera Aproximación por Tanteo.

Tamaño de Tamiz	25.0 mm (1 in.)	19.0 mm (3/4 in.)	9.5 mm (3/8 in.)	4.75 mm (No. 4)	2.36 mm (No. 8)	0.30 mm (No. 50)	0.075 mm (No. 200)
Margen de Especificaciones	100	90-100	58-80	35-65	23-49	5-19	2-8
Formula de la mezcla de obra	100	97	68	48	37	12	5
Granulometrías de Tolvas Calientes			Porcentaje que pasa				
Tolva No. 1 B1	100	100	100	100	99.2	25.0	3.2
Tolva No. 2 B2	100	100	98.5	51.0	8.7	0.5	0.3
Tolva No. 3 B3	100	98.4	11.7	4.3	2.0	0.3	0.2
Tolva No. 4 B4	100	60.0	5.9	1.1	0.5	0.2	0.1
Relleno Mineral	100	100	100	100	100	96.2	76.2
Aproximación No. 2	Trate 30% B1, 25% B2, 25% B3, 15% B4 and 5% MF						
B1 x 0.30	30	30.0	30.0	30.0	29.8	7.5	1.0
B2 x 0.25	25	25.0	23.4	12.8	2.2	0.1	0.1
B3 x 0.25	25	24.8	3.0	1.1	0.5	0.1	0.1
B4 x 0.15	15	9.0	0.9	0.2	0.1	0	0
MF x 0.05	5	5.0	5.0	5.0	5.0	4.8	3.8
Total	100	93.6	62.3	49.1	37.6	12.5	5.0

FIGURA 4.45 - Resultados de la Segunda Aproximación por Tanteo.

Después de que los cálculos para todas las tolvas han sido efectuados las combinaciones totales han sido sumadas, se procede a comparar los resultados de la segunda aproximación por tanteo con la formula de la mezcla de obra.

Tercera Aproximación por Tanteo

Los porcentajes de material que pasa el tamiz 0.075 mm (No. 200), el 0.30 mm (No. 50) y el 2.36 mm (No. 8) son satisfactorios, de modo que la tolva de relleno mineral y la Tolva No. 1 no necesitan mas ajustes. Sin embargo, no hay suficiente material que pasa el tamiz 19.0 mm (3/4 pulgada) o que pasa el 9.5 mm (3/8 pulgada), mientras que el porcentaje que pasa el tamiz 4.75 mm (No. 4) es un poco alto. Para la tercera aproximación por tanteo el porcentaje de las Tolvas No. 2 y No. 3 es aumentado para conseguir mas material grueso, mientras que el porcentaje de la Tolva No. 4 es disminuido de nuevo. De modo que el porcentaje de las Tolvas No. 2 y No. 3 se aumenta a 28 por ciento y el porcentaje de la Tolva No. 4 se reduce a 9 por ciento, como tercera aproximación. En la Figura 4 46, el porcentaje estimado para cada tolva en esta tercera aproximación es multiplicado por la granulometría de agregado contenida en cada tolva.

Tamaño de Tamiz	25.0 mm (1 in.)	19.0 mm (3/4 in.)	9.5 mm (3/8 in.)	4.75 mm (No. 4)	2.36 mm (No. 8)	0.30 mm (No. 50)	0.075 mm (No. 200)
Margen de Especificaciones	100	90-100	56-80	35-65	23-49	5-19	2-8
Formula de la mezcla de obra	100	97	68	48	37	12	5
Gradaciones de Tolvas Calientes							
	Porcentaje que pasa						
Tolva No. 1 B1	100	100	100	100	99.2	25.0	3.2
Tolva No. 2 B2	100	100	98.5	51.0	8.7	0.5	0.3
Tolva No. 3 B3	100	98.4	11.7	4.3	2.0	0.3	0.2
Tolva No. 4 B4	100	60.0	5.9	1.1	0.5	0.2	0.1
Relleno Mineral	100	100	100	100	100	96.2	76.2
Aproximación No. 3							
	Trate 30% B1, 28% B2, 28% B3, 9% B4 and 5% MF						
B1 x 0.30	30	30	30	30	29.8	7.5	1.0
B2 x 0.28	28	28	27.6	14.3	2.4	0.1	0.1
B3 x 0.28	28	27.6	3.3	1.2	0.6	0.1	0.1
B4 x 0.09	9	5.4	0.5	0.1	0	0	0
MF x 0.05	5	5.0	5.0	5.0	5.0	4.8	3.8
Total	100	96.0	66.4	50.6	37.8	12.5	5.0

FIGURA 4.46 - Resultados de la Tercera Aproximación por Tanteo.

La tercera granulometría combinada esta lo suficiente cerca a la formula de la mezcla de obra, y dentro de las tolerancias permitidas para la obra (margen de especificación). Los porcentajes de cada tolva se convierten, entonces, en la base para calibrar el sistema de alimentación del agregado caliente.

Una vez que se han determinado las proporciones de material que se requieren en cada tolva, se procede a efectuar los cálculos para determinar el peso de cemento asfáltico, y el peso de los agregados necesarios para producir una sola carga de mezcla en caliente. El primer paso consiste en seleccionar el tamaño de la carga de producción. El tamaño de la carga depende de la capacidad de la cámara mezcladora de la planta (amasadero). Para este ejemplo, suponga que la cámara mezcladora tiene una capacidad de 2,722 kg. (6,000 lb.). A la máxima tasa de producción cada carga de mezcla en caliente producida pesará alrededor de 2,722 kg. (6,000 lb.).

La información conocida se puede resumir como sigue, suponiendo un contenido de asfalto, en la mezcla final, de 6 por ciento:

Peso de la Carga	2,722 kg. (6,000 lb)
Porcentaje de Cemento Asfáltico	6 por ciento
Tolva No. 1 (porcentaje del agregado total)	30 por ciento
Tolva No. 2 (porcentaje del agregado total)	28 por ciento
Tolva No. 3 (porcentaje del agregado total)	28 por ciento
Tolva No. 4 (porcentaje del agregado total)	9 por ciento
Relleno Mineral (porcentaje del agregado total)	5 por ciento

A partir de esta información, se puede calcular el peso de cemento asfáltico en cada carga al multiplicar el peso de la carga por el porcentaje de asfalto en cada carga:

$$2,722 \text{ kg.} \times .06 \text{ (6 por ciento)} = 163 \text{ kg.}$$

$$(6,000 \text{ lb.} \times .06 \text{ (6 por ciento)}) = 360 \text{ lb.}$$

El peso total de agregados en cada carga se determina restando el peso de cemento asfáltico del peso total de la carga.

$$2,722 \text{ kg.} - 163 \text{ kg.} = 2,559 \text{ kg.}$$

$$(6,000 \text{ lb.} - 360 \text{ lb.}) = 5,640 \text{ lb.}$$

El peso total de todos los agregados necesarios para una carga de mezcla en caliente permite calcular de los pesos (cantidades) de agregado que deben ser extraídos de cada una de las tolvas:

<u>Tolva</u>	<u>Porcentaje de Proporción</u>		<u>Peso Total de Agregado</u>		<u>Peso Requerido</u>
No. 1	30 por ciento	x	2,559 kg (5,640 lb)	=	768 kg. (1,692 lb.)
No. 2	28 por ciento	x	2,559 kg (5,640 lb)	=	717 kg. (1,579 lb.)
No. 3	28 por ciento	x	2,559 kg (5,640 lb)	=	717 kg. (1,579 lb.)
No. 4	9 por ciento	x	2,559 kg (5,640 lb)	=	230 kg. (508 lb.)
Relleno	5 por ciento	x	2,559 kg (5,640 lb)	=	128 kg. (282 lb.)

Los pesos de la carga son generalmente redondeados a los 5 kilogramos (o libras) más cercanos; por lo tanto, los pesos a ser extraídos son:

Tolva No. 1	770 kg	1,690 lbs.
Tolva No. 2	715 kg	1,580 lbs.
Tolva No. 3	715 kg	1,580 lbs.
Tolva No. 4	230 kg	510 lbs.
Relleno	130 kg	280 lbs.
Total	2,560 kg	5,640 lbs.

EXTRAYENDO MATERIAL DE LAS TOLVAS CALIENTES

Los agregados son extraídos de las tolvas calientes para ser depositados en la tolva de pesaje. La tolva de pesaje esta suspendida de las vigas de la báscula, y pesa, en forma acumulativa, las cantidades de agregado.

El orden en que las tolvas vacían sus proporciones de agregados en la tolva de pesaje está determinado por el contratista o el productor. Usualmente, los agregados gruesos son extraídos primero, los agregados intermedios a continuación, y por último los agregados finos. Esta secuencia está diseñada para colocar las fracciones finas en la parte superior de la tolva de pesaje, donde no puedan escapar hacia afuera a través de la compuerta en la parte inferior de la balanza. Este sistema también permite el uso más eficiente del volumen disponible en la tolva de pesaje. Después de determinar la secuencia de extracción, los pesos a ser extraídos son marcados en el cuadrante de la báscula. Debido a que la báscula indica los pesos en forma acumulativa, el cuadrante debe estar marcado en conformidad con este sistema. La Figura 4.47 ilustra como son usadas las graduaciones acumulativas de la báscula (mostradas en el cuadrante) para controlar la proporción de agregados extraídos de cada tolva.

Esta es la manera como los agregados y el relleno mineral son pesados en una planta de dosificación:

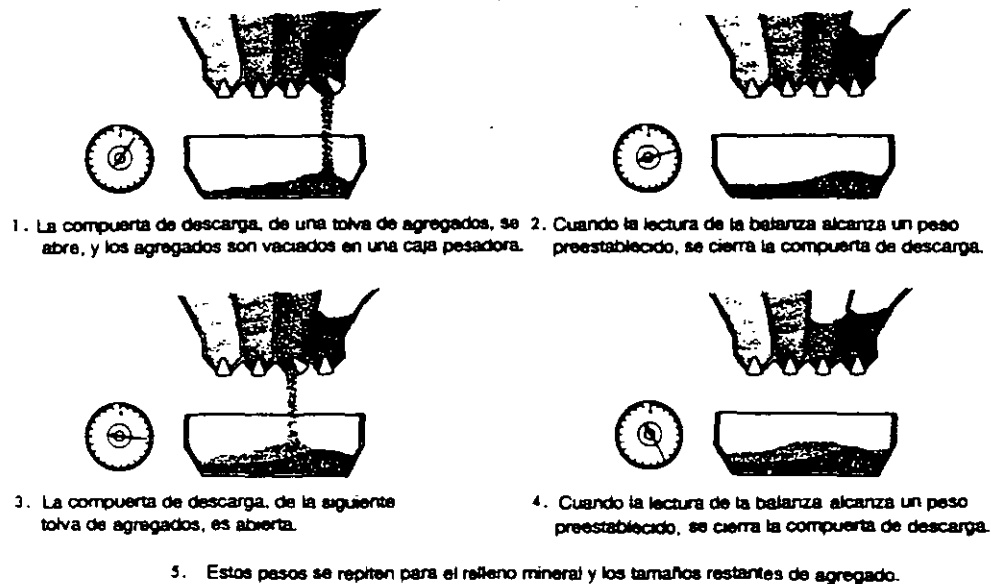
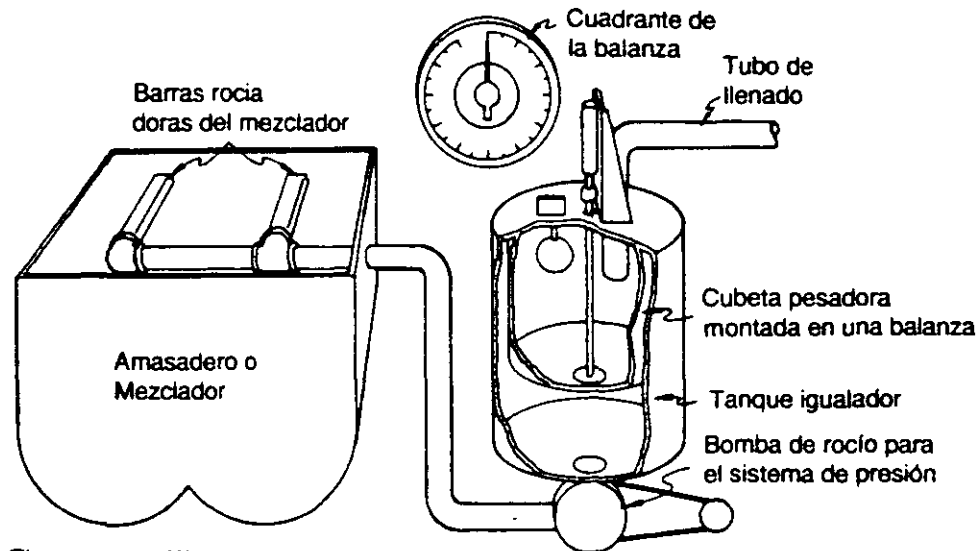


FIGURA 4.47 - Uso de los Tamaños Acumulativos en la Báscula para Controlar las Cantidades de Material Extraído de las Tolvas Calientes.

INCORPORANDO EL ASFALTO

Después de pasar por la tolva de pesaje, los agregados son depositados en la cámara mezcladora de la planta (amasadero), en donde son combinados con la correcta proporción de asfalto. En un sistema típico de una planta, el asfalto es pesado por separado en una cubeta pesadora antes de ser incorporado al mezclador. Cuando el peso de asfalto en la cubeta alcanza cierto nivel, previamente determinado, una válvula en la línea de descarga se cierra para prevenir cualquier exceso de asfalto. El asfalto es luego bombeado a través de barras rociadoras hacia el mezclador (Figura 4.48). Las cubetas de asfalto deberán ser revisadas para verificar su precisión. Lo ideal es que esto se efectúe como primera cosa del día.

Durante la mañana, el asfalto nuevo afloja parte del asfalto viejo que se acumuló el día anterior en los lados y el fondo de la cubeta. La pérdida de este asfalto acumulado cambia el taraje de la cubeta.



El cemento asfáltico se pesa por separado en cubetas pesadoras montadas sobre una balanza.

FIGURA 4.48 - Sistema Típico para Medición y Descarga de Asfalto .

Cualquier funcionamiento inapropiado del sistema de distribución de asfalto resulta en una proporción no-uniforme de asfalto en la mezcla. La inspección visual y los ensayos de la mezcla final usualmente revelan cualquier problema funcional en el sistema. Generalmente no ocurren problemas en el sistema de distribución de asfalto.

TEMPERATURA DE LAS MEZCLAS

Tanto el asfalto como el agregado deben ser calentados antes de ser combinados en el mezclador - el asfalto, para darle suficiente fluidez para que sea bombeado, y el agregado, para que este lo suficiente seco y caliente tal que pueda producir una mezcla final a la temperatura deseada.

El asfalto es un material termoplástico que pierde viscosidad con el aumento de la temperatura. La relación entre temperatura y viscosidad, sin embargo, puede no ser la misma para diferentes fuentes de asfalto, o diferentes tipos y grados de asfalto. (Ver Capítulo 2, Materiales).

La temperatura del agregado controla la temperatura de la mezcla. Normalmente hay una especificación para temperatura de mezclado, basada en factores relacionados con las condiciones de colocación y compactación de la mezcla. Otra temperatura importante es la que se requiere para secar muy bien el agregado, tal que pueda obtenerse una mezcla favorable.

El mezclado deberá ser efectuado a la temperatura mas baja posible que a la vez permita un revestimiento completo de las partículas de agregado y una mezcla con una trabajabilidad satisfactoria. La Figura 4.49 provee una guía para márgenes típicos de temperaturas de mezclado.

Tipo y Grado de Asfalto	Temperaturas de la mezcla en el mezclador	
	Mezclas densamente graduadas	
Cementos Asfálticos	°F	°C
AC-2.5	235-280	115-140
AC-5	250-295	120-145
AC-10	250-315	120-155
AC-20	265-330	130-165
AC-40	270-340	130-170
AR-1000	225-275	105-135
AR-2000	275-325	135-165
AR-4000	275-325	135-165
AR-8000	275-325	135-165
AR-16000	300-350	150-175
200-300 pen.	235-305	115-150
120-150 pen.	245-310	120-155
85-100 pen.	250-325	120-165
60-70 pen.	265-335	130-170
40-50 pen.	270-350	130-175

FIGURA 4.49 - Temperaturas Típicas de Mezclado para Mezcla Asfáltica en Caliente (Temperatura de la Mezcla Inmediatamente Después de ser Descargada del Mezclador).

BASCULAS DE LA PLANTA

Las básculas son usadas para pesar tanto el asfalto como los agregados. Los medidores de la báscula para asfalto están generalmente graduados en intervalos de 2 libras, mientras que los medidores de las básculas de agregado están graduados, usualmente, en intervalos de 5 libras. Los medidores de las básculas deberán estar localizados donde el operador pueda verlos claramente. Una posible disposición de las básculas esta mostrada en la Figura 4.50, en donde estas se encuentran cerca de la caja pesadora. Los medidores también pueden estar localizados en la estación central (Figura 4.56).

Los medidores pueden ser de dos tipos: (1) medidor sin resorte y (2) medidor de viga. Ambos tipos tienen, esencialmente, las mismas partes básicas - palancas, soportes, e indicadores. En todas las básculas se debe revisar, frecuentemente, el sistema de palancas, los soportes de cuñas, y las cuñas, para confirmar que estén limpios y para estar seguros de que las partes móviles no estén tocando otras partes de la báscula. Cualquier roce (contacto) o traba en el sistema de la báscula ocasionará que el medidor de la misma registre lecturas erróneas. La aguja del medidor deberá oscilar libremente y deberá registrar un valor de cero cuando no hay carga. Una de las causas más comunes del mal funcionamiento de una báscula es la acumulación de polvo asfáltico, y la corrosión y falta de filo en los soportes de

cuñas del sistema de palancas. Las partículas de agregado también pueden ocasionar problemas al alojarse en los soportes de la báscula, causando obstrucción en el movimiento libre de las palancas.

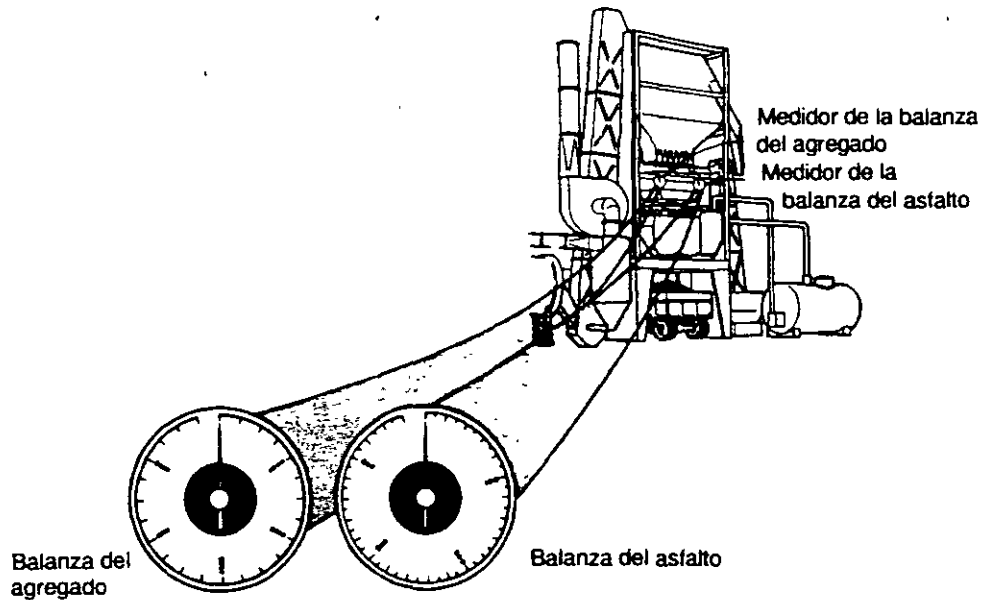


FIGURA 4.50 - Disposición Típica de las Básculas de la Planta.

Las básculas de tolva de pesaje para agregado, y las de la cubeta para asfalto, deberán revisarse antes de comenzar la producción, usando para ello pesos normalizados. En algunos estados de los Estados Unidos se requiere que las básculas sean revisadas periódicamente por una agencia oficial. Esto no libra al contratista de su responsabilidad de mantener la precisión en las básculas.

El inspector puede solicitar una verificación con pesos normalizados si llega a sospechar que las básculas se han desajustado durante la producción.

Cuando la planta es instalada por primera vez, se deben llenar las tolvas hasta su capacidad total, y se debe esperar 24 horas o más, con la planta parada, para ensayar las básculas. Este periodo de espera permite que la planta se ajuste.

Las básculas de agregado se deberán ensayar periódicamente una vez que la planta entra en operación. Esto se efectúa en tres pasos: (1) revisar el balance cuando están vacías, (2) pesar una carga completa, y (3) añadir pesos para verificar que las lecturas del cuadrante aumentan. La báscula de asfalto también se debe ensayar periódicamente de la misma manera.

En ciertas ocasiones, el asfalto es incorporado al mezclador usando un dispositivo dosificador de fluidos en vez de la cubeta pesadora. Estos dispositivos dosificadores son simplemente mecanismos de desplazamiento de volumen, los cuales deben ser revisados periódicamente para verificar su precisión. Cuando se usan estos dispositivos debe establecerse una correlación entre las lecturas del contador y el peso del material, debido a que las lecturas están dadas en términos de volumen desplazado, mientras que el cemento asfáltico usado en la mezcla se calcula con base en su peso. Una manera simple de establecer esta correlación es la siguiente:

- Tome una lectura del contador antes de llenar un recipiente ya tarado.
- Bombee cierta cantidad de asfalto en el recipiente.
- Tome una segunda lectura del contador.
- Obtenga el peso de asfalto del recipiente.
- Divida el peso de asfalto por la diferencia de lecturas (segunda menos primera) del contador. El resultado indica el peso que corresponde a cada división del contador.

Tanto la viscosidad como el peso unitario del asfalto cambian con cambios en la temperatura. Cuando se aumenta la temperatura, la viscosidad disminuye. El peso unitario disminuye a una tasa de 1 por Ciento por cada 14 a 16°C (25 a 30°F) de aumento en la temperatura. Algunos contadores de asfalto tienen dispositivos compensadores de temperatura que corrigen el flujo de asfalto cuando ocurren cambios en la temperatura. Cuando se use un contador que no posea este dispositivo, es necesario ajustar la descarga tan pronto ocurra un cambio en la temperatura del asfalto.

OPERACIÓN DEL AMASADERO (MEZCLADOR)

La cámara en donde el asfalto y el agregado son mezclados es llamada el amasadero o mezclador. En la mayoría de las plantas modernas se usa un mezclador de doble eje. Este consiste de una cámara mezcladora con revestimiento, la cual tiene dos ejes horizontales en donde están montadas varias espigas de paleta, cada cual con dos paletas. Las paletas pueden ser ajustadas y reemplazadas fácilmente.

En general, las paletas deben ser ajustadas de tal manera que no hayan "áreas muertas" dentro del mezclador. Un área muerta es un lugar donde se puede acumular material fuera del alcance de las paletas y no ser mezclado completamente. Las áreas muertas pueden evitarse si se asegura que el espacio libre entre las puntas de las paletas y el revestimiento de la cámara sea menor que la mitad del tamaño máximo del agregado. Las paletas que están demasiado desgastadas o rotas deberán ser ajustadas de nuevo o reemplazadas, antes de poner en marcha la planta.

Un mezclador demasiado lleno puede ocasionar un mezclado no-uniforme (Figura 4.51). Para obtener una eficiencia máxima de operación, las puntas de las paletas deberán ser escasamente visibles en la superficie del material, durante el mezclado. Si el nivel de material es muy alto, el material de la parte superior tiende a "flotar" por encima de las paletas y, por consiguiente, no llega a ser mezclado en su totalidad. Por otro lado, si un mezclador contiene poco material (Figura 4.52), entonces las puntas de las paletas rastrillan el material sin mezclarlo debidamente.

Cualquiera de estos dos problemas puede ser evitado si se siguen las recomendaciones del fabricante para los volúmenes de cargas en el amasadero. Normalmente el volumen fijado por el fabricante está basado en un porcentaje de la capacidad de la "zona viva" del mezclador. Esta zona viva (Figura 4.53) es el volumen neto, en metros cúbicos (o pies cúbicos), debajo de la línea que se extiende a través del arco superior formado por el radio interior de las espigas de paleta, sin incluir el volumen de los ejes, del revestimiento, de las espigas, y de las paletas.

La Figura 4.54 ilustra el ciclo de mezclado durante el cual el asfalto, los agregados, y el relleno mineral son combinados para formar, dentro del amasadero, una mezcla asfáltica en caliente. El período de tiempo desde que se abre la compuerta de la tolva de pesaje (Paso 1 en la figura) hasta que se abre la compuerta de descarga del

amasadero (Paso 4) se conoce como el tiempo de mezclado de la carga. El tiempo de mezclado de la carga debe ser lo suficiente largo para producir una mezcla homogénea de partículas de agregado igualmente distribuidas y uniformemente revestidas. Cuando este tiempo de mezclado es demasiado largo, la exposición prolongada de la película delgada de asfalto a la alta temperatura del agregado, en presencia de aire, afecta desfavorablemente el asfalto y reduce la durabilidad de la mezcla. La mayoría de las especificaciones de la obra requieren el uso de algún tipo de dispositivo para medir tiempo, con el fin de monitorear el tiempo de mezclado de la carga.

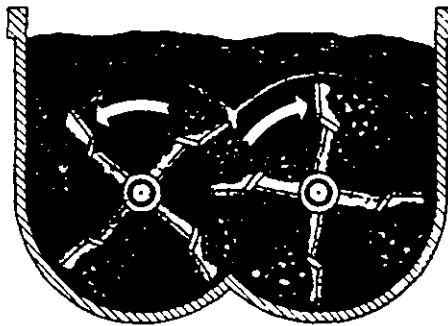


FIGURA 4.51 - Mezclador Demasiado Lleno.

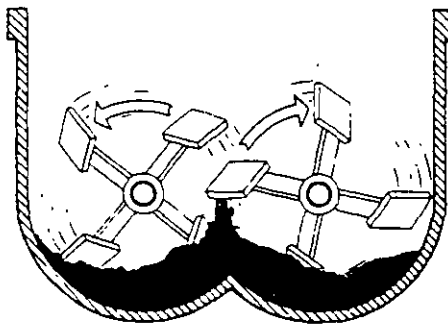


FIGURA 4.52 - Mezclador Muy Vacío.

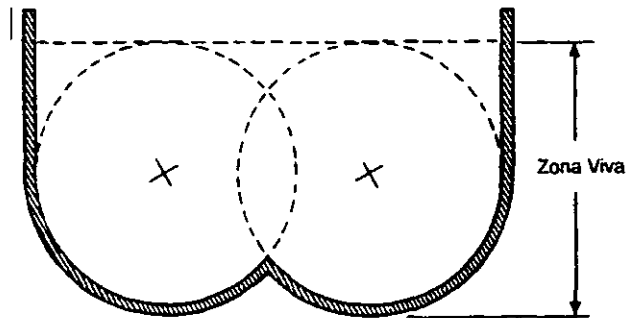


FIGURA 4.53 - "Zona Viva" del Mezclador

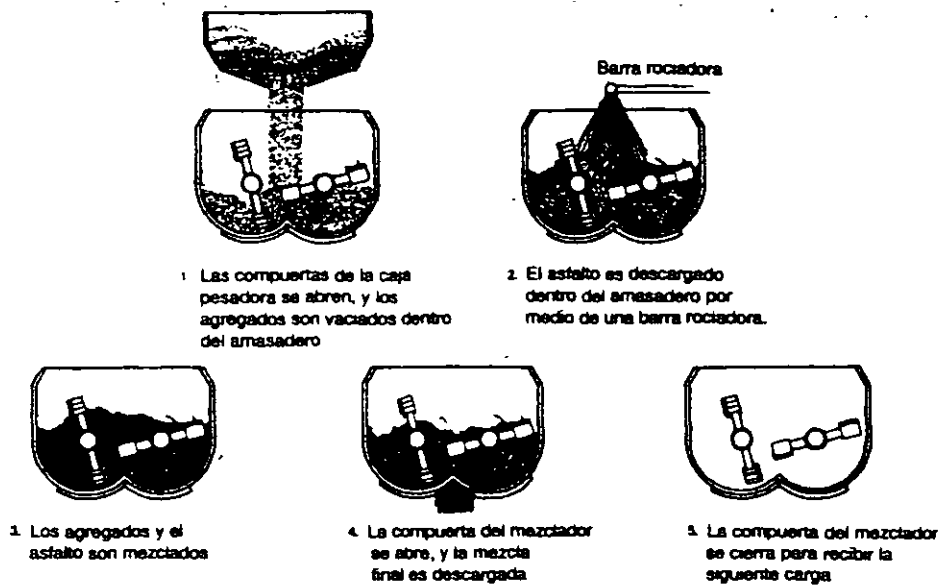


FIGURA 4.54 - Pasos en un Ciclo Típico de una Planta de Dosificación.

El tiempo de mezclado, en cada tipo de planta, puede ser ajustado para cada mezcla dentro de los límites de las especificaciones siguiendo el procedimiento descrito en la norma AASHTO T 195, Determinando el Grado de Revestimiento de Partícula para Mezclas Bitumen-Agregado, o en la norma ASTM D 2489, Grado de Revestimiento de Partícula para Mezclas Bitumen Agregado.

En las normas mencionadas anteriormente solo se usan partículas gruesas debido a que son las últimas que llegan a ser revestidas en el proceso de mezclado. Los porcentajes típicos mínimos que se requieren para conformidad con las especificaciones son: 90 por ciento de partículas completamente cubiertas para mezclas de base, y 95 por ciento de partículas completamente cubiertas para mezclas superficiales. El tiempo mínimo que se necesita en el amasadero para producir una carga que cumpla con los requerimientos mínimos de revestimiento es conocido como el tiempo mínimo de mezclado.

A continuación se describe el procedimiento para determinar el tiempo de mezclado. Para comenzar la determinación del tiempo de mezclado se sugiere que la planta comience operaciones con un ciclo de mezclado de 30 segundos.

(1) Se toman tres muestras de la mezcla en caliente inmediatamente después de que esta es descargada del amasadero. Estas muestras deben provenir de tres cargas alternas de camión.

(2) Las muestras son inmediatamente tamizadas, mientras están calientes, a través del tamiz de 9.5 mm (3/8 pulgada) y el de 4.75 mm (No. 4). Estos tamices solo se aplican a materiales con tamaños máximos de 9.5 mm (3/8 pulgada). Cada muestra debe ser lo suficiente grande para producir de 200 a 500 partículas gruesas sobre el tamiz. El tamiz no debe ser sobrecargado. Si es necesario, la muestra puede ser tamizada en dos o tres operaciones. El sacudimiento del tamiz debe ser mínimo.

(3) Las partículas de la muestra son luego colocadas sobre una superficie limpia, en una capa de una sola partícula de espesor. Se procede inmediatamente a contarlas.

(4) Cada partícula es luego examinada contra la luz directa del sol. La partícula se clasifica como "parcialmente revestida" si tan solo tiene una pequeña parte sin cubrir. Las partículas que están totalmente cubiertas se clasifican como "totalmente revestidas".

(5) El porcentaje de partículas revestidas, para una muestra, se calcula usando la siguiente fórmula:

Porcentaje revestido = $\frac{\text{Numero de partículas totalmente revestidas} \times 100}{\text{Numero total de partículas}}$

(6) Si el promedio de las tres muestras es mayor que el especificado se puede usar un tiempo menor de mezclado. En este caso se repiten los pasos 1,2,3,4 y 5 hasta que se obtenga el menor tiempo posible de mezclado que produzca el porcentaje especificado. Si el promedio es menor que el especificado, el tiempo de mezclado se debe aumentar en intervalos de 5 segundos hasta que se obtenga la condición deseada.

AUTOMATIZACIÓN DE LA PLANTA DE DOSIFICACIÓN

Las plantas modernas de dosificación están clasificadas en tres categorías, dependiendo del grado de automatización: (1) manual, (2) semiautomática, y (3) automática. En la operación manual de una planta, cada fase de la dosificación es ejecutada manipulando una palanca, un interruptor, o un botón. Aún en las plantas manuales se han reemplazado las palancas de mano, de las plantas primitivas, por cilindros neumáticos o hidráulicos accionados con interruptores eléctricos. También, todas las plantas, sin importar su clasificación, utilizan fuerza motriz en la operación de los dispositivos de pesaje, mezclado y descarga. Las compuertas de las tolvas, los alimentadores de finos, las válvulas de suministro y rociado de asfalto, la compuerta de descarga de la tolva de pesaje, y la compuerta de descarga del mezclador son operadas por equipos mecánicos.

La planta semiautomática es una en donde varias de las fases de dosificación son ejecutadas automáticamente. La mayoría de las plantas semiautomáticas están diseñadas para que las operaciones de la compuerta de descarga de la tolva de pesaje, de la cubeta pesadora de asfalto, del mezclado húmedo, y de la compuerta de descarga del mezclador, sean efectuadas automáticamente. Los interruptores de control aseguran que todas las funciones ocurran en la secuencia correcta.

La planta automática es casi completamente autosuficiente. Una vez se ajustan las proporciones de la mezcla y los contadores de tiempo, y la planta se pone en marcha, la maquinaria de la planta repite los ciclos de pesado y mezclado hasta que el operador pare la maquinaria o hasta que se presente una escasez de material o hasta que cualquier evento fuera de lo común cause que los controles de la planta paren de trabajar.

Los controles principales de una planta de dosificación totalmente automática incluyen:

- Control automático de los ciclos.
- Control automático de proporcionamiento.
- Control automático del secador.
- Un tablero de control.
- Regulador de fórmula.
- Controles de tolerancia.
- Entrecierres de dosificación.
- Unidad de registro.

La Figura 4.55 proporciona una lista de los diferentes controles automáticos.

Elemento de la Planta	Control Automático	Función
Alimentador en Frio de Agregado	Operadores de la compuerta de la Tolva	Variar la abertura de la compuerta para controlar la cantidad de material medido
	Transmisión de la Correa Alimentadora	Variar la velocidad de la correa para controlar la cantidad de material medido en cada compartimiento
Sistema de Asfalto	Calentador del Tanque	Mantiene la temperatura correcta del asfalto
	Bomba	Controla el tiempo y la tasa de alimentación
	Cubeta	Pesa, dentro de tolerancias, la cantidad de asfalto necesaria en la carga; entrega asfalto al amasadero
Sistema de relleno mineral	Elevador, Tornillo	Cesa la alimentación cuando se entrega el peso correcto
Secador	Quemador	Ajusta la tasa de calentamiento para calentar los agregados a la temperatura correcta
Colector de Polvo	Controlador de Motor	Activa la unidad cuando la planta se pone en marcha
Tolvas Calientes	Indicador	Muestra el nivel de material
Tolva pesadora	Balanzas	Pesa, dentro de tolerancias, la cantidad de cada agregado que se necesita en la carga; cesa el pesaje si hay muy poco de algún material.
	Operador de Compuerta	Descarga la carga completa dentro del mezclador y cierra la compuerta
Amasadero	Ciclado	Repite las cargas para producir una carga total
	Mezclador	Regula el tiempo de ciclado de la mezcla húmeda
	Operador de la Compuerta del Mezclador	Descarga la carga terminada dentro del transportador y cierra la compuerta.

FIGURA 4.55 - Controles Automáticos para Planta de Dosificación .

El control automático de cada ciclo supe agregados y asfalto de acuerdo a una fórmula de carga previamente establecida. La apertura y el cerrado de la tolva de pesaje, la compuerta de descarga, la válvula de asfalto, y la compuerta de descarga del amasadero, se efectúan automáticamente, sin ningún control manual. El sistema incluye dispositivos medidores de tiempo, previamente ajustados, para controlar el periodo deseado del ciclo de mezclado húmedo. También incluye equipo automático para determinar si las cantidades extraídas están dentro de los límites de las

especificaciones. El ajuste de estos dispositivos debe ser revisado por lo menos una vez por semana para verificar su exactitud.

El control automático de proporcionamiento y el control automático de ciclado trabajan juntos a través de dispositivos de control, previamente ajustados. El inspector debe familiarizarse con la planta en que se encuentre trabajando, y debe saber como revisar el funcionamiento del sistema de control.

El control automático del secador regula automáticamente la temperatura de los agregados descargados por el secador, dentro de un margen de temperatura previamente ajustado.

El tablero de control de dosificación contiene todos los interruptores y circuitos para una dosificación automática, incluyendo los controles para fijar de antemano el peso de la carga, controles de enclavamiento, controles de tolerancia, e interruptores limitadores. La consola del tablero esta generalmente localizada en un cuarto separado (Figura 4.56), con aire acondicionado, para aislar los efectos del calor, el polvo, y la vibración, los cuales pueden causar problemas de funcionamiento en el sistema.

La unidad de registro está conectada a los circuitos de las básculas. La unidad provee, automáticamente, un registro de los pesos de materiales incorporados en cada carga de mezcla. El registro puede estar en forma de gráfico continuo en donde una línea continua representa pesos de material; o puede estar en forma de cinta continua con números impresos que representan pesos de dosificación.



FIGURA 4.56 - Pasos en un Ciclo Típico de una Planta de Dosificación.

NORMAS PARA INSPECCIÓN DE PLANTAS

Ciertas funciones y componentes básicos de una planta deben ser inspeccionados regularmente para garantizar que la planta sea capaz de producir una mezcla en caliente conforme con especificaciones, sin importar si el sistema es manual, semiautomático o totalmente automático. A continuación se presenta una lista de partidas que el inspector deberá revisar en todo tipo de plantas de dosificación.

Partidas para la Inspección de la Planta de Dosificación

1. Observe el proporcionamiento exacto de la alimentación en frío de agregados.
 - Para garantizar la combinación correcta de materiales que cumpla con la fórmula predeterminada de la mezcla de obra.
 - Para garantizar el balance correcto de material en las tolvas calientes.
2. Las básculas ajustan en cero correctamente y miden con precisión.
 - Los sistemas de palancas de las básculas están limpios.
 - En las básculas, todas las barras de palancas, los soportes de cuñas, etcétera, deberán estar protegidos donde sea posible.
3. La cubeta de asfalto esta correctamente tarada.
4. La caja pesadora de agregado esta colgando libremente.
5. Condición y funcionamiento del mezclador.
 - Las partes del mezclador están en buena condición y están ajustadas
 - La cantidad correcta de carga esta siendo mezclada.
- 6 Tiempo suficiente de mezclado
- 7 Distribución uniforme de asfalto y agregado en el amasadero
- 8 Escapes de válvulas y compuertas que necesitan ser reparados
- 9 Temperatura correcta del agregado y el asfalto cuando estos materiales son introducidos a los receptáculos pesadores
- 10 Cribas desgastadas o dañadas
- 11 Contenido de humedad del agregado después de que sale del secador
- 12 Todos los requerimientos correctos de seguridad están en orden

Las siguientes partidas deberán añadirse ala lista del inspector en las plantas donde se usa un panel automático de control

Partidas para la Inspección del Panel Automático de Control

- 1 Los datos de entrada o de la fórmula están correctos
- 2 La secuencia de extracción de las tolvas esta correcta.
- 3 El interruptor automático esta en la posición "ON"
- 4 Los medidores de tiempo del mezclado están correctamente ajustados
- 5 Todos los interruptores de control están en la posición correcta.

El inspector deberá revisar, regularmente, las siguientes partidas, si la planta utiliza un dispositivo automático de registro

Partidas para la Inspección del Registrador Automático

- 1 Los listados concuerdan precisamente con las cantidades de entrada de material y con las lecturas de báscula

2. Los listados del agregado están referenciados correctamente a las tolvas correspondientes.
3. El teclado del registrador esta cubierto.
4. Las lecturas de los listados permanecen continuas.

OPERACIONES DE LA PLANTA MEZCLADORA DE TAMBOR

El propósito de esta sección es describir las funciones específicas de una planta mezcladora de tambor, y desarrollar en el inspector las habilidades necesarias para garantizar que la planta trabaje de una manera tal que produzca una mezcla que cumpla con las especificaciones de la obra. Específicamente, al completar el estudio de esta sección, el inspector deberá ser capaz de:

- Conocer los componentes principales de una planta mezcladora de tambor.
- Explicar el propósito de cada componente.
- Describir como trabaja cada componente.
- Esbozar el proceso a medida que los materiales pasan a través de la planta de tambor.
- Reconocer los problemas potenciales que pueden ocurrir durante la operación de la planta y describir las medidas apropiadas para prevenir dichos problemas.
- Dictar las medidas necesarias que se deben tomar para corregir cualquier deficiencia que se detecte en la mezcla.

Adicionalmente, el inspector deberá tener una buena consciencia de los peligros potenciales asociados con plantas mezcladoras de tambor, y de la necesidad de estar constantemente alerta sobre prácticas inseguras.

Adicionalmente, el inspector deberá tener una buena consciencia de los peligros potenciales asociados con plantas mezcladoras de tambor, y de la necesidad de estar constantemente alerta sobre prácticas inseguras.

INTRODUCCIÓN

El mezclado de tambor es un proceso relativamente simple para producir mezcla asfáltica en caliente. El tambor mezclador (Figura 4.57), de donde la planta obtiene su nombre, es muy parecido en apariencia al tambor secador de una planta de dosificación. La diferencia entre ambos tipos de plantas es que en las plantas mezcladoras de tambor el agregado es secado y calentado dentro del tambor, junto con el cemento asfáltico. En una planta mezcladora de tambor no hay cribas de graduación, tolvas calientes, tolvas de pesaje o amasaderos. La graduación del agregado es controlada en el alimentador en frío.

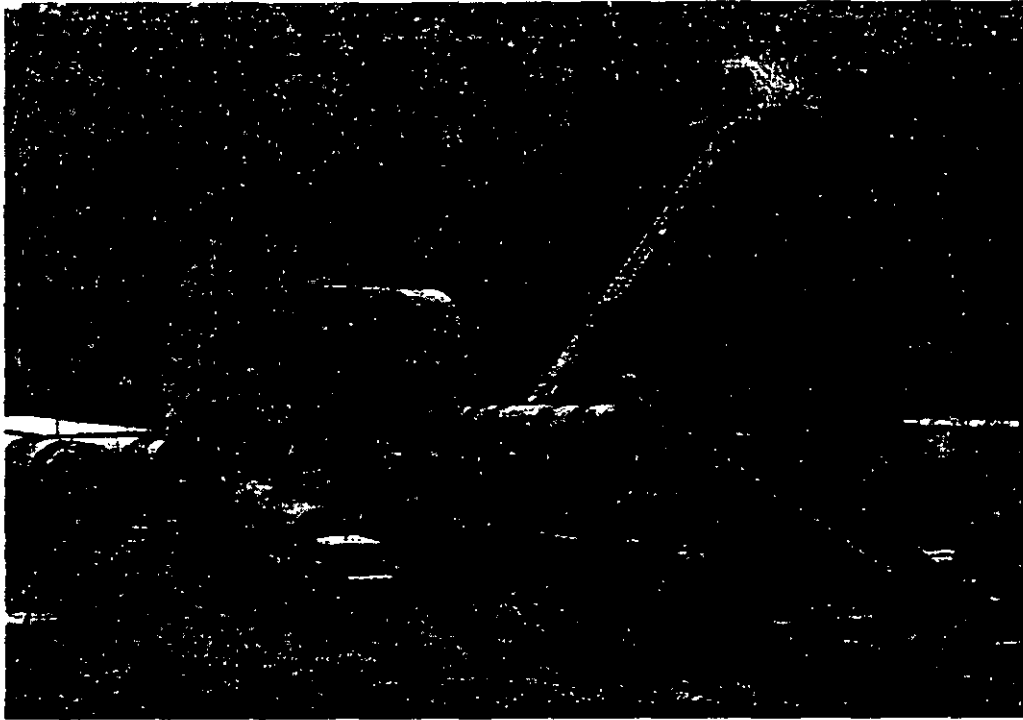


FIGURA 4.57 - Planta Mezcladora de Tambor.

La rotación del tambor provee la acción mezcladora que combina totalmente el cemento asfáltico con los agregados. Una vez que la mezcla es descargada del tambor, esta es transportada a un depósito de compensación de donde es, posteriormente, cargada en camiones.

HISTORIA DE LAS PLANTAS MEZCLADORAS DE TAMBOR

El mezclado de tambor de materiales de concreto asfáltico fue introducido, originalmente, alrededor de 1910. Mas de cien plantas pequeñas mezcladoras de tambor fueron operadas hasta mediados de los años treinta, siendo entonces reemplazadas por plantas mezcladoras continuas y plantas de dosificación de mayor capacidad. El proceso de mezclado de tambor fue resucitado en forma mas avanzada a finales de los años sesenta. -

En años recientes, las planta mezcladoras de tambor, también llamadas mezcladores de tambor y tambores secadores, han llegado a ser ampliamente usadas en la industria de mezclas asfálticas en caliente. Después de ser introducidas en gran escala a principios de los años setenta, las plantas mezcladoras de tambor rápidamente adquirieron popularidad entre los contratistas debido a su portabilidad, eficiencia y economía. Los mezcladores de tambor también tienen la habilidad de producir grandes cantidades de mezcla de alta calidad a temperaturas relativamente bajas.

Varios procesos de mezclado en tambor han sido desarrollados tanto en Estados Unidos como en Europa. Común a cada proceso es el calentamiento, secado y revestimiento del agregado con cemento asfáltico, dentro del tambor secador.

OPERACIONES Y COMPONENTES DE LA PLANTA MEZCLADORA DE TAMBOR

Los componentes principales de una planta mezcladora de tambor (Figura 4.58) son:

- Tolvas de agregado de alimentación en frío
- Sistema de transporte y pesado de agregado.
- Mezclador de tambor.
- Sistema colector de polvo.
- Transportador de mezcla en caliente.
- Silo de compensación para mezcla
- Cabina de control.
- Tanque de almacenamiento de asfalto

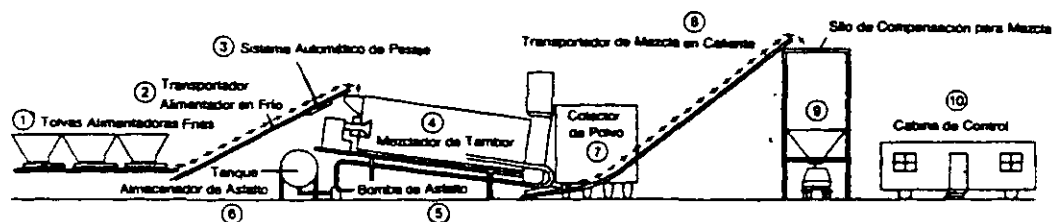


FIGURA 4.58 - Planta Mezcladora de Tambor.

A continuación, y haciendo referencia a la Figura 4.58, se presenta una descripción breve y general de la secuencia de los procesos involucrados en la operación de una planta típica mezcladora de tambor. Las graduaciones controladas de agregado son depositadas en las tolvas de alimentación en frío (1) de donde proporciones exactas son alimentadas a un transportador de alimentación en frío (2). Un sistema automático de pesaje (3) monitorea la cantidad de agregado que entra al mezclador de tambor (4). El sistema de pesaje está entrelazado con los controles de la bomba de asfalto (5), la cual extrae asfalto del tanque de almacenamiento (6) y lo envía al tambor. La acción rotatoria del tambor combina totalmente el asfalto y el agregado. Un sistema colector de polvo (7) atrapa el exceso de polvo que escapa del tambor. Después de salir del tambor, la mezcla en caliente es transportada por un transportador de mezcla en caliente (8) hacia el silo de compensación (9) de donde es cargada en los camiones y luego transportada al sitio de pavimentación. Todas las operaciones de la planta son monitoreadas y controladas con instrumentos que se encuentran en la cabina de control (10).

El proceso de mezclado es esencialmente el mismo en todas las plantas mezcladoras de tambor. Sin embargo, los métodos usados para alimentar el material al secador pueden variar.

La producción de una mezcla en caliente que cumpla con las especificaciones de la obra se logra, mas fácilmente, cuando las diversas partes y funciones de la planta están balanceadas; o sea, cuando están correctamente coordinadas para trabajar juntas como una sola unidad. Una operación uniforme (sin interrupciones) de planta es también esencial para la producción de una mezcla asfáltica en caliente de alta calidad. El proporcionamiento exacto de los materiales depende, en su totalidad, del flujo uniforme de esos materiales. Las interrupciones y puestas en marcha de la planta afectan desfavorablemente la calidad de la mezcla.

El siguiente equipo de control es requerido en todas las plantas, para garantizar el balance y la uniformidad que se necesita para producir una mezcla en caliente de concreto asfáltico que cumpla con todas las especificaciones:

- Controles separados de alimentación en frío para cada tamaño de agregado.
- Controles de enclavamiento para la alimentación en frío del agregado, la entrega de asfalto y la entrega de aditivos al tambor.
- Controles automáticos para el quemador.
- Colector principal de polvo que pueda re-alimentar material al sistema o que pueda desechar el polvo.
- Sensores para medir la temperatura de la mezcla caliente en la descarga del tambor.
- Controles de compuertas en el depósito de compensación.
- Compensador de humedad.

Los controles y los dispositivos de monitoreo están usualmente localizados en la cabina de control, en donde hay una buena visibilidad de toda la operación de la planta.

ALIMENTACIÓN Y ALMACENAMIENTO DEL AGREGADO

En una planta mezcladora de tambor, la graduación y la uniformidad de la mezcla dependen completamente del sistema de alimentación en frío. Se debe ejercitar un cuidado apropiado en la producción, y en el almacenamiento, del agregado. El contratista deberá proveer la mejor manera de recibir y manejar los agregados, de tal forma que no haya peligro de contaminación ni entremezclado de material. Esto significa, entre otras cosas, proveer superficies limpias en donde puedan colocarse los materiales.

Los apilamientos deben estar correctamente graduados, por lo cual se recomienda dividirlos en fracciones de diferentes tamaños. Existen diferentes prácticas con respecto a los tamaños de agregados que son separados en diferentes apilamientos. Sin embargo, para mezclas bien- graduadas con tamaño máximo de 12.5 mm a 25 mm (1/2 a 1 pulgada), se deben construir al menos dos acopios.

Para mezclas con tamaño máximo mayor a 25 mm (1 pulgada) puede ser deseable dividir el agregado en tres acopios. Sin esta separación puede ser difícil mantener un control correcto sobre la granulometría.

La segregación puede prevenirse si se construyen los acopios en capas de hasta 1.2 metros (4 pies) de espesor, y si se remueve el agregado de las partes superiores del acopio para minimizar los derrumbes de las pendientes.

Los acopios segregados ocasionan problemas en la graduación de la mezcla si no se corrige la segregación antes de que el material entre a la sección mezcladora de la planta. Es la decisión del operador de la planta optar establecer y mantener acopios no-segregados, o por construir acopios de la manera más económica y

después corregir deficiencias en la uniformidad antes de que el agregado sea alimentado a la sección mezcladora de la planta. Todos los esfuerzos deberán estar dirigidos a producir, en la sección mezcladora, la combinación correcta de agregados uniformemente graduados, sin importar la forma como se maneje el material.

El agregado debe ser proporcionado antes de entrar al tambor mezclador, debido a que la planta mezcladora de tambor no contiene una unidad cribadora como la que existe en la planta de dosificación. La manera más eficiente de lograr esto es mediante el uso de un sistema de alimentación en frío de tolvas múltiples equipado con bandas alimentadoras de alta precisión. Debajo de cada tolva hay una banda alimentadora que recibe la proporción correcta de cada agregado. Controles de alta precisión (Figura 4.59) son usados para alimentar las proporciones exactas sobre la banda.

La planta deberá estar equipada con medios para obtener muestras representativas de agregado de cada alimentador individual, y del alimentador total. El inspector, o el técnico, tendrá que efectuar un análisis granulométrico del agregado seco obtenido en estas muestras.

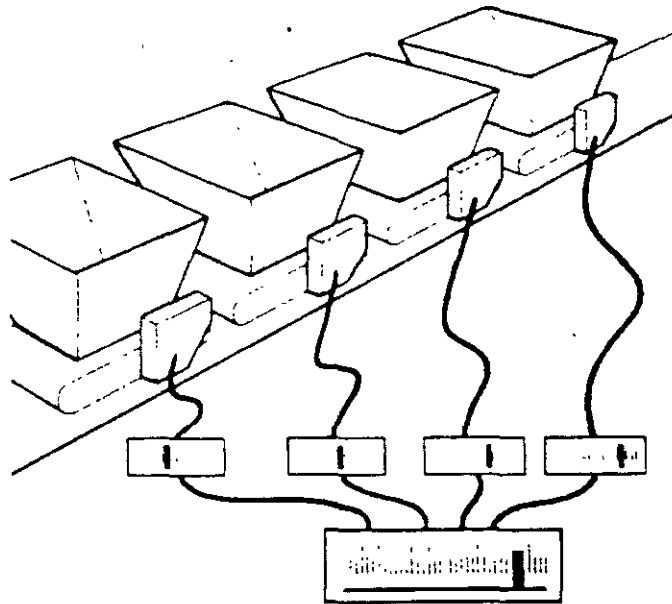
El control de la alimentación en frío consiste de lo siguiente:

1. Análisis granulométrico del agregado de cada tolva.
2. Calibración de los alimentadores - abertura de compuerta y velocidad de banda.
3. Establecer proporciones de las tolvas.
4. Fijar las aberturas de las compuertas y las velocidades de las bandas.

Una vez calibradas, las aberturas de las compuertas deberán revisarse frecuentemente para garantizar que estén correctamente ajustadas. Todos los ajustes deberán considerarse como temporales puesto que el agregado frío usado en la mezcla puede variar en granulometría y en contenido de humedad, y esto puede requerir de ajustes posteriores en las compuertas para poder mantener un flujo uniforme.

Para poder calibrar el sistema medidor de agregados y poder trazar gráficos de la capacidad del alimentador en frío es necesario usar un dispositivo, o método, de muestreo. El dispositivo deberá permitir que el flujo de agregado sea desviado hacia un recipiente colector para poder hacer revisiones precisas de peso sobre muestras cronometradas de agregado (Figura 4.60). Dichos dispositivos son usualmente instalados en el extremo de la banda transportadora, justo antes de la entrada al mezclador de tambor.

Las plantas mezcladoras de tambor requieren de un sistema continuo de pesaje en las bandas transportadoras de alimentación en frío. Los sistemas de pesaje de banda, también conocidos como puentes-báscula (Figura 4.61), son dispositivos continuos de pesaje usados para este propósito. La combinación de agregados que pasa sobre la banda transportadora es continuamente pesada, y una lectura (en la cabina de control) indica el peso del material que esta sobre la báscula, en un instante dado. Ningún material deberá ser desviado de la banda transportadora después de que pase por el sistema de pesaje de banda.



Control Maestro de la Alimentación en Frío

FIGURA 4.59 - Control Maestro de Alimentación en Frío.

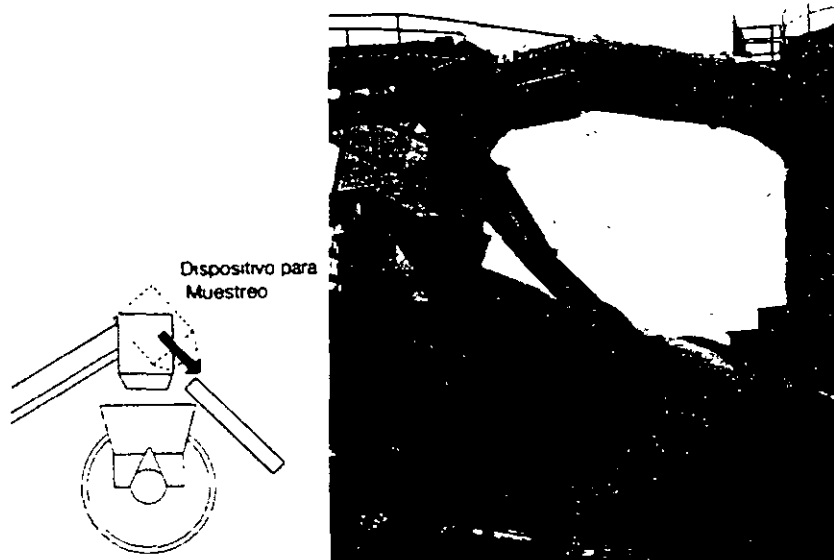


FIGURA 4.60 - Dispositivo Típico de Muestreo.

La Figura 4.61 muestra una de las guías del sistema de pesaje de banda (designada la guía pesadora), la cual aparece montada sobre un portador pivotado de báscula. A medida que la banda cargada pasa sobre esta guía, el peso es registrado en toneladas por hora, y una lectura es mostrada en la consola de control que se encuentra en la cabina de control. Esta lectura es normalmente corregida para dar cuenta de la humedad en el agregado (puesto que los datos del agregado seco son usados para establecer el porcentaje requerido de asfalto), siendo una lectura importante en el monitoreo de las operaciones de la planta.

El sistema de pesaje de banda está usualmente localizado, a mitad de camino, entre la cabeza y el cabo de la polea de la banda transportadora de alimentación en frío. Esta ubicación tiende a disminuir las variaciones en la lectura que pueden ser ocasionadas por impactos en la distribución de cargas, por retroceso del agregado, o por cambios en la tensión de la banda. Se pueden proveer medios para desviar los agregados hacia los camiones, los cargadores de tractor, u otros recipientes, en el caso de tener que revisar la precisión del sistema de pesaje de banda. El sistema deberá tener una precisión de ± 0.5 por ciento.

En las plantas mezcladoras de tambor el agregado es pesado antes de ser secado. Es importante obtener una medida precisa del contenido de humedad del agregado, debido a que el agregado sin secar puede tener una cantidad apreciable de humedad, la cual puede llegar a afectar su peso. A partir de la medida de humedad se pueden hacer ajustes en el sistema (automático) medidor de asfalto, para garantizar que la cantidad de asfalto descargada en el tambor sea la adecuada para la cantidad usada de agregado (sin humedad).

El inspector deberá monitorear el contenido de humedad del agregado frío antes de comenzar las operaciones del día, y luego, alrededor del medio día. El contratista deberá ajustar el equipo de control de humedad de acuerdo a las observaciones del inspector. El contenido de humedad deberá ser revisado con más frecuencia si se sospechan variaciones durante el día. El contenido de humedad puede ser determinado manualmente o electrónicamente. Deberá haber provisiones para corregir y convertir electrónicamente las lecturas de peso de agregado húmedo en lecturas de peso de agregado seco.

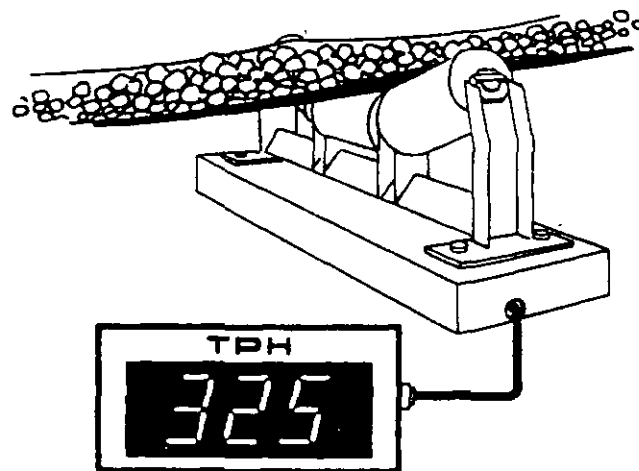


FIGURA 4.61 - Pesador Directo de Banda.

MEDICIÓN DE ASFALTO

Generalmente, el mezclador de tambor esta equipado con un dispositivo (Figura 4.62) para añadir asfalto.

El sistema medidor de distribución de asfalto es un sistema mecánico continuo de proporcionamiento, enclavado con el sistema de pesaje de agregado para garantizar el contenido exacto de asfalto en la mezcla. El peso de agregado que va en el mezclador, tal como es medido por el sistema de pesaje de banda, es la base para determinar la cantidad de asfalto que debe ser descargada en el tambor.

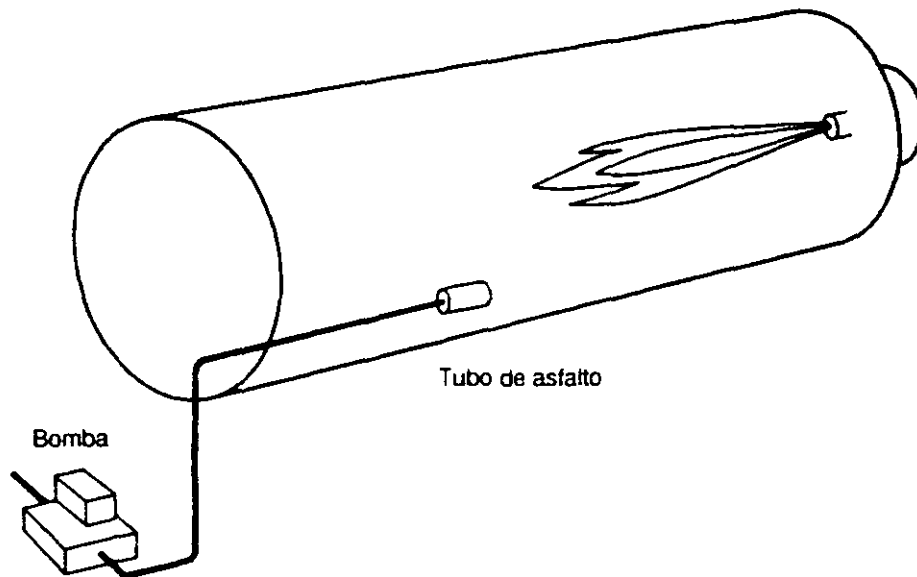


FIGURA 4.62 - Entrada de Asfalto.

La proporción de asfalto se obtiene al establecer la cantidad de descarga (en galones por minuto) necesaria para que concuerde con la cantidad de descarga de agregado (en toneladas de agregado seco por hora). La cantidad de descarga de asfalto es aumentada o disminuida proporcionalmente, de acuerdo a la medida corregida de peso seco del agregado que esta pasando sobre la báscula de banda. La cantidad de descarga de asfalto es indicada por un contador que se encuentra sobre el panel de control

Típicamente, las cantidades de descarga de agregado y de cemento asfáltico son registradas en gráficas circulares de registro continuo, localizadas en la cabina de control. Las gráficas proveen un registro permanente, y un monitoreo, del proporcionamiento de cemento asfáltico y agregado.

OPERACIÓN DEL MEZCLADO POR TAMBOR

Descripción General

El corazón de la planta mezcladora de tambor es el mezclador en si. El mezclador es similar en su diseño y construcción al secador rotatorio de una planta de

dosificación, excepto que un mezclador de tambor no solamente seca el agregado, sino que también lo combina con el asfalto para formar la mezcla en caliente. El mezclador de tambor puede ser dividido en dos zonas o secciones: (1) una zona primaria o de radiación, y (2) una zona secundaria o de convección y revestimiento (Figura 4.63).

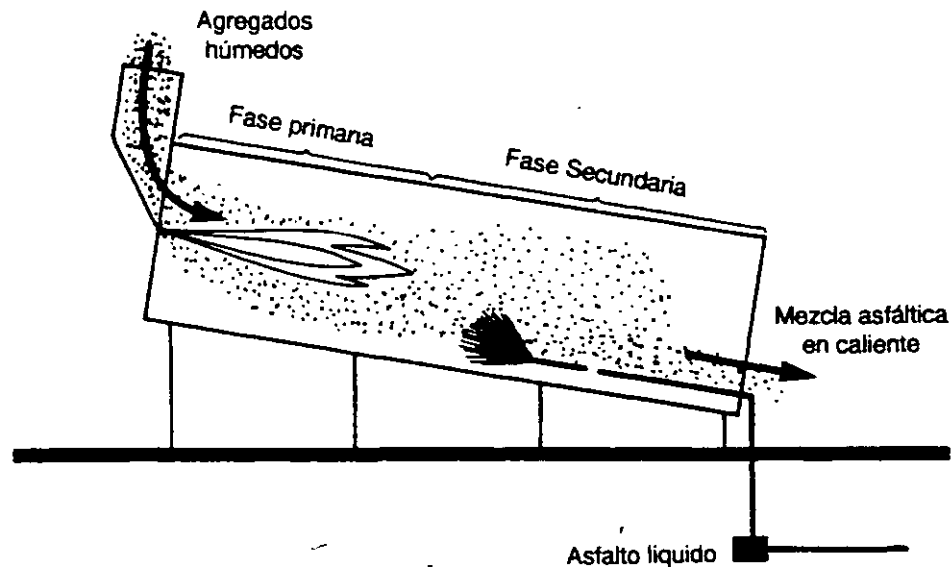


FIGURA 4.63 - Zonas en un Mezclador de Tambor.

Los agregados entran en la zona primaria, en donde son calentados y secados por medio del quemador. Después pasan a la zona secundaria en donde el asfalto es añadido y mezclado completamente con el agregado. En esta zona también hay un secado continuo por convección. La mezcla de asfalto caliente, junto con la humedad proveniente del agregado, produce una masa espumosa que atrapa el material fino (polvo) y ayuda en el revestimiento de las partículas gruesas.

Es importante, dentro del tambor, que el agregado no solo gire con la acción rotatoria del tambor, sino que también se extienda lo suficiente para que el secado y calentamiento de todas las partículas sea eficiente y rápido. Los tambores están equipados con espas para dirigir el flujo de agregado y esparcirlo en forma de cortina a través de la sección transversal.

Unas espas de espiral, localizadas en el extremo de carga (quemador) del tambor, dirigen el agregado húmedo hacia el interior para lograr una distribución uniforme de material. Luego unas espas ahusadas levantan los agregados y los dejan caer en una cortina pareja a través de la llama del quemador. Las espas siguientes dirigen el agregado a través del tambor, y continuamente lo dejan caer en forma de cortina a través de la sección transversal del tambor.

La temperatura de mezcla es monitoreada continuamente mediante un dispositivo sensor localizado en el extremo de descarga del mezclador. Los registradores de temperatura y otros indicadores se encuentran en la cabina de control, junto con los controles del quemador.

Deberá haber un medio apropiado para inspeccionar y muestrear la mezcla en la descarga del tambor.

CONTROL Y OPERACIÓN DEL QUEMADOR

El propósito del quemador que esta dentro del mezclador de tambor es proveer el calor necesario para calentar y secar los agregados usados en la mezcla final. Los quemadores proporcionan este calor al quemar combustible - aceite, gas, o ambos.

Una vez el aceite combustible es quemado, se procede a utilizar tirajes de aire de baja presión para atomizar el combustible. Los quemadores que usan gas natural, y gas licuado de petróleo, pueden ser unidades de baja o alta presión. En cualquier caso, el alimentador de combustible y el ventilador de aire deben estar balanceados para garantizar que las proporciones correctas de aire y combustible sean incorporadas en el quemador, y así poder lograr una combustión eficiente. Una falta de balance puede ocasionar una combustión incompleta del combustible, la cual, especialmente en el caso de combustible de petróleo o combustible diesel, puede dejar un revestimiento aceitoso sobre las partículas de agregado.

Estas faltas de balance entre la alimentación de combustible y el flujo de aire pueden ser corregidas disminuyendo la tasa de alimentación de combustible, o aumentando la cantidad de aire del ventilador.

SILO DE COMPENSACIÓN Y BÁSCULAS DE PESAJE

En la operación de una mezcladora de tambor, la cual produce un flujo continuo de mezcla en caliente, es necesario tener un silo de compensación para almacenar temporalmente el material y para controlar el cargamento de los camiones. Un sistema de pesaje puede estar conectado a la tolva de retención del silo para monitorear la cantidad de material que es cargada en cada camión. Las mediciones de peso son normalmente registradas por un panel de control de pesaje, localizado en la cabina de control.

RESUMEN DE MEZCLADORES DE TAMBOR

Los componentes principales de una planta mezcladora de tambor han sido discutidos, junto con la necesidad de un control estrecho de la granulometría del agregado en las tolvas frías, y del agregado y del asfalto que entran en el mezclador de tambor. También se discutieron las funciones principales del mezclador de tambor, en el cual se combinan los materiales para formar una mezcla asfáltica en caliente.

Es necesario seguir los procedimientos de inspección de plantas mezcladoras de tambor, para garantizar que los materiales sean correctamente proporcionados y mezclados a la temperatura deseada. Estos procedimientos incluyen la inspección del equipo de proporcionamiento, el muestreo y los ensayos de la granulometría del agregado, la determinación del contenido de humedad del agregado, y el control de la temperatura de la mezcla. Deberán analizarse, frecuentemente, muestras de la mezcla en caliente para determinar si el concreto asfáltico producido cumple o no con las especificaciones de la obra.

2.3 Tipos de mezcla asfáltica

MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE PARA CAPAS DE RODADURA

Mezclas Espaciales (de bajo espesor < 4 CM)

- Mezclas Porosas o Drenantes
- Microaglomerados
- SMA
- BBTM

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

- Son mezclas asfálticas elaboradas y colocadas en caliente o elaboradas y colocadas a temperatura ambiente, cuyo espesor está comprendido entre 10 y 40 mm.
- Son capas o sobrecapas no-estructurales o funcionales, (los estructurales se aplican entre 5 y 10cm de espesor).
- Se utilizan en sobrecapas (sobrecarpetas) o en construcciones nuevas.
- En general, estas mezclas están destinadas al mantenimiento preventivo de pavimentos, donde obtiene el máximo costo-beneficio. También pueden ser aplicadas en operaciones de mantenimiento correctivo poniendo énfasis en la preparación de la superficie de apoyo.

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

Principales beneficios de estas mezclas:

- mejor textura superficial
- mayor resistencia al deslizamiento
- adecuada resistencia a fatiga y deformación permanente
- mayor durabilidad
- son reciclables
- menor sonoridad
- superior drenabilidad superficial, etc.

No obstante las ventajas enumeradas, estos sistemas son más sensibles tanto a la calidad de los materiales como a los procesos constructivos y no corrigen defectos estructurales.

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

Las encuestas sobre caminos siguen mostrando que lo más importante en el sistema de carreteras para el usuario es la condición del pavimento.

Se establece claramente que una de las prioridades para mejorar las carreteras es enfocar esfuerzos y actuar en la calidad de la superficie del camino: capas de rodadura, seguras, cómodas y durables.

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

Las mezclas asfálticas de bajo espesor se ubican entre los tratamientos superficiales/lechadas (10 mm) y las mezclas convencionales (50 mm) con importantes ventajas sobre los mismos

Las mezclas elaboradas y colocadas en caliente se denominan Mezclas Asfálticas en Caliente de Bajo Espesor o Thin-Hot Asphalt Mixtures y sus espesores van de 15 a 40 mm.

Los tamaños máximos de agregados rondan los 10 a 14 mm, con elevados contenidos de filler y ligante asfáltico entre 5.5 y 7%

- Un factor común a todos los sistemas de bajo espesor es que son muy sensibles a la condición de la superficie de apoyo, a la calidad de los materiales y a los procesos constructivos. Se requieren agregados, filler, asfalto y aditivos de alta calidad junto con adecuadas técnicas de elaboración y colocación.

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

La misión de estos sistemas de pavimentación de bajo espesor es la de preservar y/o mejorar la funcionalidad del pavimento. Estos sistemas no pretenden mejorar estructuralmente al pavimento sino proteger a la estructura a la vez de proveer una calzada segura, confortable, durable y de agradable aspecto.

Tabla 2 Factores que gobiernan la Funcionalidad de un Pavimento

1. SEGURIDAD	<ul style="list-style-type: none">• resistencia al deslizamiento• macro y micro-texturas• drenaje superficial• back-spray• lisura• reflectancia• demarcación horizontal
2. PROTECCION DE LA ESTRUCTURA	<ul style="list-style-type: none">• durabilidad
3. CONFORT	<ul style="list-style-type: none">• nivel de ruido• rugosidad
4. ESTETICA	<ul style="list-style-type: none">• uniformidad

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

Las mezclas de bajo espesor se aplican fundamentalmente en el mantenimiento preventivo de los pavimentos, esto es, en operaciones de mantenimiento que preserven todavía buen estado de la estructura

También se aplican en pavimentos nuevos para proveer de las necesarias condiciones de seguridad y confort que una mezcla convencional no podría aportar.

- Pavimentos durables solamente con renovación periódica superficial.
- Una aplicación interesante es en autopistas donde se busca principalmente aplicar técnicas de rápida extensión en toda la superficie, de alta durabilidad, y en lo posible libre de mantenimiento. Al mismo tiempo debe pensarse que la prioridad la constituye la seguridad tanto durante los trabajos como después de habilitado el sector tratado. Minimizar las interrupciones al flujo de tránsito y extender el intervalo de operaciones de rehabilitación son los objetivos primordiales de toda autopista.

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

Dentro de los factores a considerar para la optimización de aplicación de una mezcla asfáltica en bajo espesor se pueden citar.

- La condición estructural-funcional del pavimento
- La selección de la formulación a emplear
- El porcentaje de tránsito pesado existente
- El tipo de pavimento
- Las condiciones de drenaje superficial y sub superficial
- El clima

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

Se pueden distinguir tres categorías bien diferenciadas:

- Los tratamientos de elevada fricción
- Las mezclas asfálticas convencionales de bajo espesor
- Las mezclas especiales

Entre los primeros se destacan las capas laminares de alta fricción desarrolladas por los ingleses y que consisten en aplicaciones de ligantes tipo resma epoxi y áridos artificiales (bauxita calcinada) para ser aplicados en lugares donde se requiere una elevada fricción

Las mezclas densas en caliente son muy conocidas y la única diferencia con respecto a mezclas de espesores mayores de 40 mm está en el tamaño máximo nominal que suele ser de 10 mm.

Entre las mezclas especiales se deben mencionar: las mezclas porosas, los microaglomerados en caliente, las Stone-Mastic Asphalt, las mezclas ultradelgadas francesas y las mezclas drenantes fibro-asfálticas.

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

Se pueden distinguir tres categorías bien diferenciadas:

- Los tratamientos de elevada fricción
- Las mezclas asfálticas convencionales de bajo espesor
- Las mezclas especiales

Las características que definen estos tipos de mezclas asfálticas en caliente con respecto a las mezclas convencionales son:

- Espesores menores o iguales a 40 mm
- Agregados totalmente provenientes de la trituración de rocas sanas y de alta calidad
- Filler de calidad
- Cementos asfálticos modificados
- Granulometrías especiales
- Estabilizantes

Por su espesor se dividen en Finas, Muy Finas y Ultrafinas. Por sus granulometrías se dividen en Densas con continuidad, Densas con discontinuidad y Abiertas.

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

Las mezclas densas y las abiertas han sido empleadas durante años en los EE. UU. y Europa. La mayoría de los países tienen especificaciones para estas mezclas.

Las mezclas densas discontinuas son una tecnología emergente desarrollada en Europa. Se pueden utilizar diversos tipos de mezclas discontinuas, tales como la Stone Matrix Asphalt, Novachip, Savepave, los microaglomerados, etc. Estas mezclas se utilizan principalmente para obtener superficies con alta macrotextura, suficiente resistencia al deslizamiento, protección de la estructura y mayor durabilidad.

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

En las mezclas densamente graduadas, con curvas continuas, la distribución de tamaños de agregados se realiza de manera que los vacíos de las fracciones gruesas sean llenados por las fracciones finas dejando espacio suficiente para el ingreso del ligante y vacíos de aire. De esta manera la estabilidad de la mezcla se logra a través de la sucesión de contactos entre las distintas fracciones con un mínimo de asfalto y de vacíos de aire.

Las mezclas abiertas y porosas son diseñadas para tener una estructura granular muy abierta con un alto contenido de vacíos (12 al 20 y más de 20%) para promover

el drenaje del agua a través de la misma. Por tanto tienen baja estabilidad y se aplican en bajos espesores. En su diseño se tiene en cuenta el área superficial de los agregados y ensayos de drenaje de asfalto.

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

En las mezclas discontinuas las partículas minerales más grandes se soportan entre sí formando un esqueleto mineral que será el encargado de transmitir cargas. Los vacíos son llenados por un mastic rico en asfalto y filler, y eventualmente fibras. No existe la fracción intermedia. Los microaglomerados y la Stone-Mastic Asphalt son las más conocidas

- Constructivamente las mezclas delgadas son elaboradas en las mismas plantas asfálticas para mezclas convencionales (?). En lo referente a su aplicación algunos tipos de mezclas discontinuas requieren equipos de extensión especiales. La compactación se realiza normalmente con rodillo liso sin vibrar y debe realizarse en forma inmediata para evitar enfriamientos.

Tabla 4 Comparación de Algunos Parámetros de Dosificación entre Mezclas Densas, Densas-Discontinua y Abierta

	DENSAS	DENSA DISCONTINUA	ABERTA
Agregado Grueso (ret 2,35mm)%	49	70	88
Agregados Intermedio y Fino, (pasa 2,36 mm)%	45	20	10
Filler (pasa 0,074 mm), %	6	10	2
Contenido de Asfalto, %	4,5-5,3	5,5-7	4,0-5,0
Relacion F/B	0,6-1,2	1,5	0,3
Vacios de la Mezcla Compactada, %	3-5	3-5	18-25
Vacios del Agregado Mineral mín %	12-13	17	NA
Espesor, mm	50-60	20-30	20-40
Tamaño Máximo Nominal, mm	18-25	10-14	10-14
Estabilizante	No requiere	Asfalto modificado o fibras	asfalto modificado
Densidad gr/cm ³	2,38	2,38	2,10

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

Existen tres niveles o categorías de mantenimientos:

Preventivo, correctivo y de emergencia

La diferencia estriba en el estado del pavimento al momento de la intervención y tiene gran influencia en el costo-efectividad del tratamiento utilizado.

En este sentido, las mezclas de bajo espesor tienen un gran potencial como tratamiento preventivo para preservar la estructura y extender la vida útil del pavimento.

Como regla general, solamente aquellos pavimentos que exhiban una condición estructural buena son candidatos para el mantenimiento preventivo.

Como tratamientos a utilizar se puede nombrar los tratamientos con riegos de ligante y agregados, tratamientos de rellenado y sellado de fisuras, chip seal, slurry seal, los micro-aglomerados y las mezclas de bajo espesor.

Tabla 5 Observaciones del Comportamiento de Tratamientos en Mantenimiento Preventivo

TRATAMIENTO	EDAD DEL PAVIMENTO	FRECUENCIA	INCREMENTO DE VIDA ÚTIL
<i>Relleno de Fisuras</i>	5-6	2-4	2-4
<i>Chip-Seal</i>	7-8	5-6	5-6
<i>Chip-Seal Múltiple</i>	7-8	5-6	5-6
<i>Slurry Seal</i>	5-10	5-6	5-6
<i>Micro-Aglomerados</i>	9-10	5-6	5-6
<i>SMA y Superpave Gap-graded</i>	9-10	9-10	7-8

Las investigaciones de Geoffroy quien condujo una evaluación de 60 agencias de caminos en los EE. UU. sobre los beneficios de los mantenimientos preventivos aplicados. Gran parte del éxito a obtener con la aplicación de tratamientos preventivos se basa en la condición existente del pavimento

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

Gran parte del éxito a obtener con la aplicación de tratamientos preventivos se basa en la condición existente del pavimento.

Tabla 6 Fallas en los Pavimentos Flexibles y Técnicas de Mantenimiento Preventivo

CATEGORIA DE FALLA	TIPO DE FALLA	TRATAMIENTO A APLICAR
FISURAMIENTO	por fatiga	No es aplicable
	en bloque (bajo a moderado)	Tratamientos en Frio, Mezclas Finas en Caliente, Chip Seal
	de borde	Relleño sellado
	Longitudinal	Relleño sellado
	Reflejado	Relleño sellado
BACHES	Transversales	Relleño sellado
	baches y zonas parchadas	No es aplicable si son zonas extensas
DEFECTOS SUPERFICIALES	Deformaciones Permanentes	-Micro-aglomerado
	-densificación	No es aplicable
	-inestabilidad	No es aplicable
	Deformaciones Plásticas	No es aplicable
	Exudaciones Leves	-Fresado y Micro-aglomerado
Agregados Pulidos	Micro-aglomerado, SMA, Chip Seal	
Desprendimientos	Fog Seal, Lechada, Micro-aglomerado, Chip Seal, SMA	

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

Los factores que gobiernan el diseño y el comportamiento de las mezclas delgadas son los siguientes:

- Granulometría y calidad de los agregados contenido y tipo de ASFALTO, adherencia permeabilidad o impermeabilidad de la mezcla facilidad de compactación textura y resistencia al deslizamiento durabilidad en el tiempo.

Por otra parte el diseño comprende dos aspectos que las diferencian de otras mezclas:

- el diseño de la textura superficial
- y el diseño de la estructura interna de la mezcla

MEZCLAS DE BAJO ESPESOR

Estas mezclas no se diseñan estructuralmente dado que no se considera, por lo general, su aporte estructural aun cuando en algunos casos sí lo tienen.

Se deben tener en cuenta el tránsito, el clima, la calidad de los materiales y sus proporciones y algunas consideraciones constructivas. Los esfuerzos tangenciales del tránsito, la abrasión y densificación producida por el mismo son parámetros a tener en cuenta.

Hasta el presente no se tiene un procedimiento de diseño racional standard. Los procedimientos de diseño son empíricos y tienen mucha influencia en el micro-aglomerado: se utilizan ensayos de abrasión, densificación, y compatibilidad, en las

mezclas en caliente se utilizan el Marshall, Compresión-Inmersión y Drenaje de Asfalto.

Se utiliza el criterio de análisis volumétrico en base al Marshall con 50 golpes por cara, pero el mismo no es adecuado y se requieren ajustes en obra. El diseño volumétrico Superpave es más racional y se lo utiliza para mezclas convencionales, no debe utilizarse para estas mezclas hasta que no se realicen las adaptaciones necesarias.

MEZCLAS POROSAS O DRENANTES

MEZCLAS POROSAS

- Un pavimento está constituido por un conjunto de capas horizontales cuya función es transmitir a la subrasante las sollicitaciones del tráfico suficientemente amortiguadas para que puedan ser soportadas por ésta.
- Al mismo tiempo ha de proporcionar una superficie de rodadura cómoda y segura para la circulación de los vehículos.
- Al proyectar un pavimento suele darse gran atención a su función estructura/ no se da tanta importancia a su aspecto funcional. Sin embargo, esta característica del pavimento es fundamental y cada vez va teniendo más peso a medida que los usuarios y colindantes exigen unas mayores cotas de calidad y bienestar.

MEZCLAS POROSAS

Las características o cualidades funcionales del pavimento residen fundamentalmente en su superficie. De su acabado y de los materiales que se hayan empleado en su construcción dependen aspectos tan interesantes y preocupantes para los usuarios como:

- la adherencia de/neumático al pavimento
- el ruido en e/ exterior y en el interior del vehículo
- las proyecciones de agua en tiempo de lluvia
- la resistencia a la rodadura (consumo de combustible)
- las propiedades ópticas
- el desgaste de los neumáticos
- el envejecimiento de los vehículos

MEZCLAS POROSAS

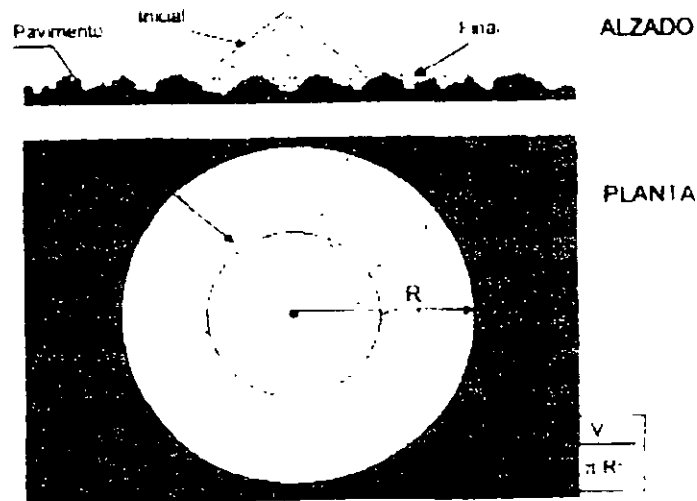
Tales aspectos funcionales del pavimento están principalmente asociados con la textura y regularidad superficial del pavimento.

Dentro de la textura se suele distinguir entre la microtextura, que son las irregularidades superficiales del pavimento menores de 0.5 mm, la macrotextura, que son las irregularidades de 0.5 a 50 mm, y la megatextura, irregularidades de 50

a 500 mm. La primera sirve para definir la aspereza del pavimento, la segunda su rugosidad y la tercera está más asociada con los baches o peladuras que puede haber en el pavimento.

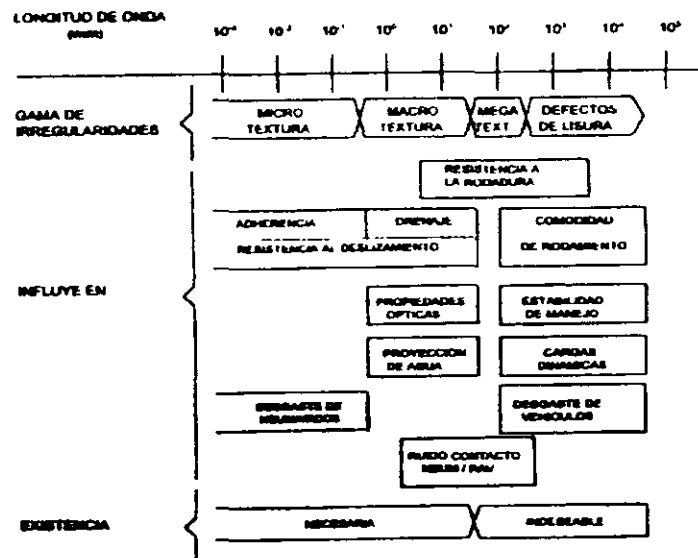
La irregularidad superficial está asociada con ondulaciones de longitudes de onda mayores de 0.5 m.

Prueba del círculo de arena



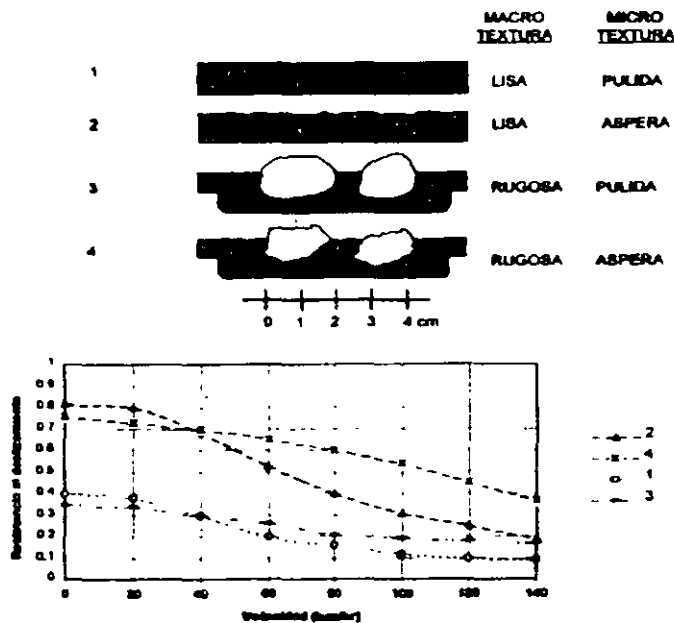
MEZCLAS POROSAS

Efecto de las características superficiales sobre las cualidades funcionales del pavimento.



MEZCLAS POROSAS

Efecto de las características superficiales sobre la resistencia al deslizamiento.



MEZCLAS POROSAS

Del análisis la tabla se deduce que es difícil optimizar a la vez todas las cualidades funcionales de los pavimentos. Así, por ejemplo, al aumentar la macrotextura del pavimento para mejorar la seguridad se produce como contrapartida un aumento del ruido de rodadura.

No obstante, desde hace tiempo, los técnicos de carreteras están luchando por mejorar en todos los sentidos las capas de rodadura.

En la década de los 80, fueron las mezclas drenantes, y hoy en día se han optimizado las características de los materiales empleados en capa fina, microaglomerados, habiéndose conseguido unos materiales idóneos para su uso en pavimentación, con mejores prestaciones que las mezclas convencionales utilizadas como capas de rodadura.

MEZCLAS POROSAS

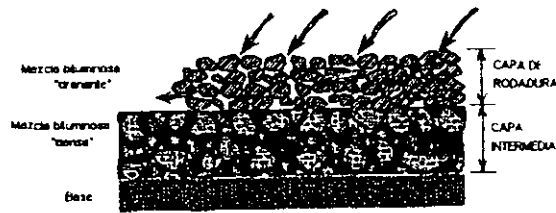
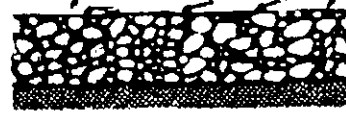
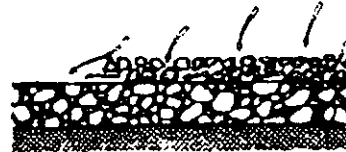


FIGURA 19 - "CAPAS DE UN PAVIMENTO CON CAPA DE RODADURA DRENANTE"



MEZCLAS IMPERMEABLES



MEZCLAS POROSAS

- En esencia este tipo de mezclas consisten en colocar en los 3-5 centímetros superiores de los pavimentos, una mezcla porosa que actúa como capa de rodadura drenante.
- Esta capa absorbe y elimina el agua de la superficie del pavimento, conduciéndola a su través hacia las zonas laterales fuera de la calzada.

MEZCLAS POROSAS

De esta manera se consigue prácticamente eliminar el problema de hidroplaneo.

De tal forma, estas mezclas cambian el concepto tradicional de impermeabilizar la superficie de la carretera, trasladando esta función a la capa inferior o a la interfase entre ambas.

MEZCLAS POROSAS

Además, el empleo de estas capas manifiesto, respecto a los convencionales, otra serie de importantes como la anterior.

1. Elimina el agua proyectada y pulverizada por el paso de los vehículos
 2. Evita la reflexión de la luz.
- Con lluvia se produce con facilidad la reflexión de la luz sobre los pavimentos lisos e impermeables. Al eliminar los el agua de la superficie del pavimento, se eliminan también los fenómenos de reflexión de la luz y mejoran notablemente las condiciones de visibilidad del conductor. Por otra parte, las oquedades que presenta la mezcla contribuyen a resaltar la señalización horizontal.

Ventajas

3. Brinda una macrotextura elevada, adecuada para mantener la adherencia neumático- pavimento a altas velocidades

Las capas de rodadura drenantes presentan una superficie lisa, sin resaltos, pero con numerosas oquedades. Estas oquedades, comunicadas entre si confieren a/pavimento una alta macrotextura, del orden de 1,5 a 2,5 mm de profundidad, medida con el ensayo de mancha de arena.

4 Pavimento de rodadura cómoda y silenciosa

En los pavimentos densos, un aumento de macrotextura supone un aumento del nivel sonoro, mientras que estos pavimentos, a igual textura, son más silenciosos e incluso absorben el ruido del motor

MEZCLAS POROSAS

Ventajas

La reducción de ruido producida por una capa de rodadura drenante respecto a una capa densa del mismo espesor, depende de su espesor y del porcentaje de vacíos (Descornet, 1988):

$$\Delta L = 0,005.n.e$$

siendo:

ΔL = reducción del ruido, dB (A)

n = vacíos en mezcla, %

e = espesor de la capa de rodadura, mm

Esto quiere decir que se puede obtener una reducción significativa de ruido, del orden de 4 dB(A), si se emplea una capa drenante de 4 cm de espesor y un porcentaje de vacíos superior al 20%

1	Umbral de audición
< 50	Ningun efecto dañino
55	Nivel de falta de confort para un porcentaje de la población
65	Nivel de aceptabilidad
> 75	Deterioro de la capacidad auditiva
> 85	Molestias
120	Nivel de saturación del oído humano

Ruido de rodadura en el interior y exterior del vehículo

TIPO DE PAVIMENTO	DIFERENCIAS DE NIVEL SONORO (en decibelios)	
	EXTERIOR	INTERIOR DEL VEHICULO
AGLOMERADO BITUMINOSO DENSO	0	0
AGLOMERADO DRENANTE	-2	+1
TRATAMIENTO SUPERFICIAL	+2	+2
HORMIGON CON GRAVILLAS INCRUSTADAS (tamaño grueso)	+6	+5
HORMIGON RANURADO LONGITUDINALMENTE	+3	+2
HORMIGON ESTRIBADO TRANSVERSALMENTE	+6	+4
ADOQUIN	+7	+16

FACTOR EFECTADO	CARACTERISTICAS	PROPIEDAD DEL PAVIMENTO		
		MICROTEXTURA	MACROTEXTURA	MEGATEXTURA
ACCIDENTES	ADHERENCIA	⊕ ⊕ ⊕	⊕ ⊕	
	CONTACTO NEUMÁTICO PAVIMENTO			⊖ ⊖
	PROYECCION DE AGUA		⊕ ⊕	
	ESQUEMAS DEL VEHICULO			⊖ ⊖
	PRESENCIA DE IMPUREZAS		⊕ ⊕	
	DESGASTE DE NEUMÁTICOS	⊖ ⊖		
EXPLOTACION Consumo de lubricantes, contaminación ambiental, etc...	RESISTENCIA A LA RODADURA		⊖ ⊖	⊖
	RECARGACION DEL NEUMÁTICO			⊖
	AVENIDAS Y BARRANAS			⊖
RUIDO	RUIDO RINCHON			⊖ ⊖
	RUIDO DEL TRAFICO		⊖	⊖

- ⊕ Positivo del parámetro que evalúa una propiedad pavimétrica en el carácter de la rodadura. Si el símbolo aparece en un mismo parámetro, indica que es positivo.
- ⊖ Negativo del parámetro, que indica una influencia negativa sobre la característica correspondiente. Si el símbolo aparece en un mismo parámetro, indica que es negativo.

MEZCLAS POROSAS

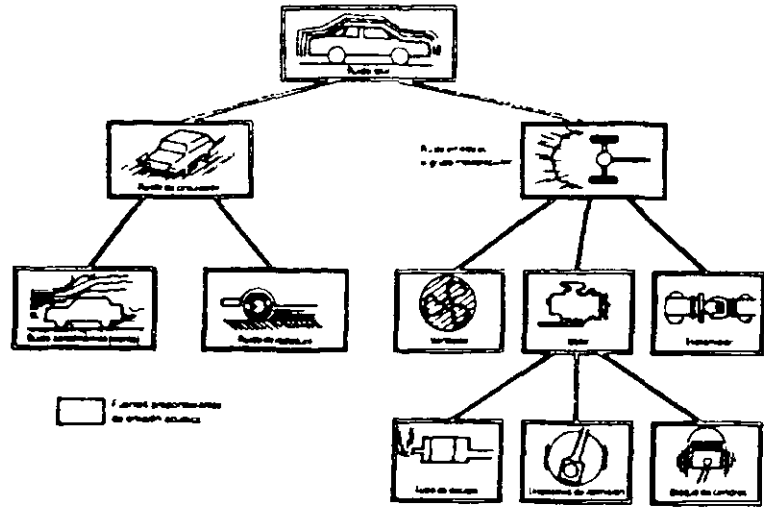
Calificación dada por el Comité de Características Superficiales de la AIPCR a los diferentes tipos de pavimentos:

Únicamente las capas de rodadura drenantes obtienen la máxima calificación en todos los aspectos analizados, de los que depende fundamentalmente la seguridad y comodidad del tráfico.

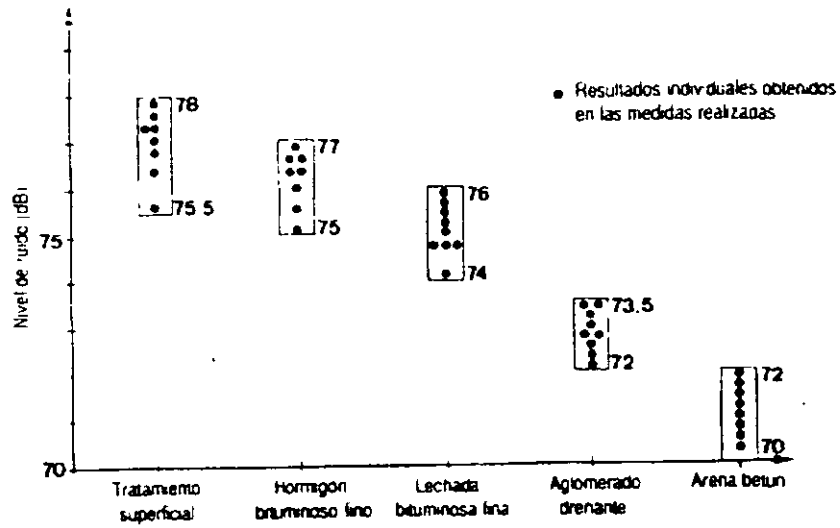
	1	2	3	4	5	6	7
MEZCLAS POROSAS	○	○	●	●	●	●	●
MEZCLAS COMPACTADAS	○	○	●	●	●	●	●
MEZCLAS DE BARRIDO	○	○	○	○	○	○	○
MEZCLAS COMPACTADAS CON LAS PROPIEDADES DE BARRIDO	○	○	○	○	○	○	○
MEZCLAS DE BARRIDO Y BARRIDO	○	○	○	○	○	○	○
MEZCLAS DE BARRIDO Y BARRIDO	○	○	○	○	○	○	○
MEZCLAS DE BARRIDO Y BARRIDO	○	○	○	○	○	○	○
MEZCLAS DE BARRIDO Y BARRIDO	○	○	○	○	○	○	○
MEZCLAS DE BARRIDO Y BARRIDO	○	○	○	○	○	○	○

MEZCLAS POROSAS

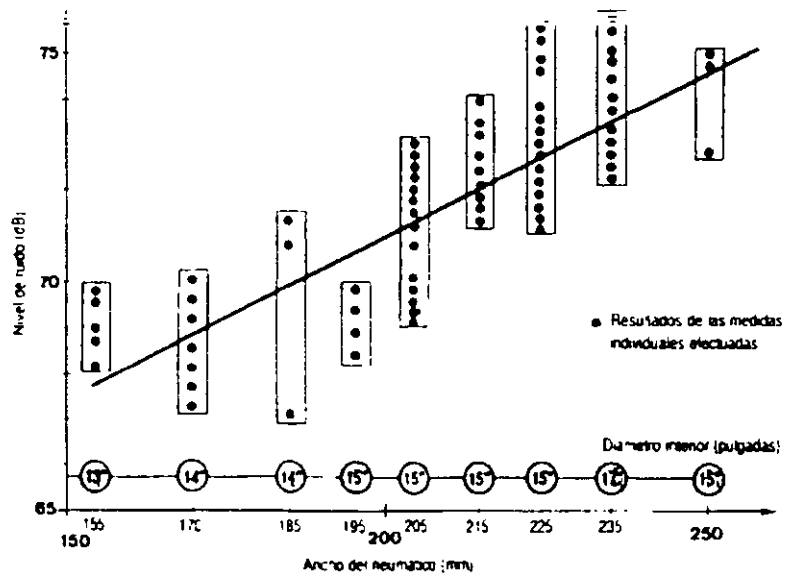
Fuentes de emisión de ruido en un vehículo en movimiento



MEZCLAS POROSAS



MEZCLAS POROSAS



MEZCLAS POROSAS.

INFLUENCIA DEL DESGASTE DE LA ESCULTURA SOBRE EL RUIDO Y LA ADHERENCIA (MICHELIN)

			CRT VACIO-CARGA	TIEMPO DEL RECORRIDO VACIO-CARGADO
LISO	85 ± 0.5 dB	123 metros	0.07-0.11	44 seg-35.5 seg
NUEVO	87.5 ± 0.5 dB	80 metros	0.26-0.24	23 seg-24 seg

(*) Ensayo efectuado sobre pista de hormigón de radio 35 metros a velocidad máxima

MEZCLAS POROSAS

NUEVOS	0.50	23 m	
SEMI-DESGASTADOS	0.44	25 m	TURISMO
DESGASTADOS	0.20	35 m	
NUEVOS	0.30	25 m	
SEMI-DESGASTADOS	0.22	25 m	TURISMO
DESGASTADOS	0.17	25 m	

MEZCLAS POROSAS

Ruido emitido por dos vehículos en los que se confirma el predominio del ruido de rodadura sobre el ruido del motor para velocidades mayores a 60 km/h.

Michelin

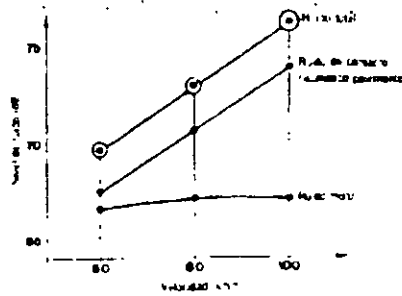
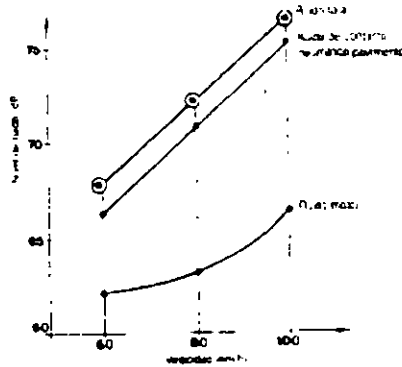


FIGURA 25



MEZCLAS POROSAS

Junto con estas ventajas, este tipo de pavimento presenta una serie de limitaciones e inconvenientes que han de ser tenidos también en cuenta para su correcto uso y proyecto.

Desventajas

Estos inconvenientes hacen referencia a.

- Durabilidad
- Colmatación
- Conservación invernal
- Comportamiento mecánico

MEZCLAS POROSAS

Desventajas

Durabilidad

El mayor porcentaje de vacíos de estas mezclas puede favorecer la acción oxidante y de envejecimiento de los agentes atmosféricos. No obstante, este proceso de deterioro se ve contrarrestado por la mayor riqueza de asfalto de estas mezclas, con una espesa película de asfalto recubriendo los agregados

El alto contenido de vacíos también puede favorecer el efecto de desenvuelta del asfalto por el agua, fallo que se produciría en el caso de existir una mala adhesividad entre el agregado y el asfalto o en el caso de usar filleres hidrofílicos.

MEZCLAS POROSAS

Desventajas

Colmatación

Una de las principales preocupaciones que plantea la utilización de las mezclas porosas es la progresiva colmatación de sus vacíos. Esta colmatación es tanto más lenta cuanto mayor es el porcentaje inicial de vacíos en mezcla.

Para conseguir una buena drenabilidad y que ésta se mantenga en el transcurso del tiempo es necesario emplear mezclas con un 20% mínimo de vacíos.

MEZCLAS POROSAS

Desventajas

Colmatación

En España y Francia se han llegado a emplear mezclas con un 25-27% de vacíos

La colmatación también se retarda empleando granulometrías de tamaño máximo igual o superior a 11 mm. Cuanto mayor es el tamaño del agregado más grandes son los vacíos y mayores los diámetros de los conductos de comunicación entre poros, aunque por contra, aumenta el ruido de rodadura. Así, al aumentar el tamaño máximo del agregado empleado de 8 a 11 mm o de 11 a 16 mm, se produce un incremento de ruido de 2 dB(A).

MEZCLAS POROSAS

Desventajas

Colmatación

- Los esfuerzos de succión del tráfico tienen un efecto descolmatador, manteniendo alta la permeabilidad del pavimento cuando la polución no es muy alta, caso por ejemplo de autopistas y autovías.
- Por el contrario, en zonas de fuerte polución, acotamientos sin pavimentar, zonas urbanas, se produce una fuerte colmatación que puede dar al traste con la permeabilidad del pavimento de no tomar ciertas precauciones, como por ejemplo, el empleo de máquinas de descolmatación, que son efectivas cuando se emplean de forma preventiva, antes de que se produzca la colmatación.

MEZCLAS POROSAS

Desventajas

Colmatación

TIPO DE CARRETERA	DURACIÓN DE LA EFICACIA DE LA REDUCCIÓN DEL RUIDO (años)
Calles	2
Autopistas urbanas	3 – 5
Carreteras Nacionales con mucha circulación	3 – 7
Autopistas en zona rural	5 – 8

MEZCLAS POROSAS

Desventajas

Adherencia

De las capas de rodadura drenantes ha preocupado la adherencia del neumático con el pavimento en tiempo seco. Esto es debido a la menor superficie real de contacto que se establece entre el neumático y la superficie porosa y a que en su puesta en servicio están los agregados péteros cubiertos por el asfalto y ofrecen una textura pulida.

La distancia de frenado (ruedas bloqueadas) sobre una capa de rodadura drenante nueva, es del 20 al 25% mayor que sobre un pavimento denso. No obstante, cuando las ruedas del vehículo no se bloquean (frenos ABS) las distancias de frenado son comparables.

La película de asfalto que recubre los agregados desaparece en los 3-6 meses primeros y entonces se incrementa la desaceleración de frenado.

MEZCLAS POROSAS

Desventajas

Adherencia

Con agua, la adherencia sobre un pavimento drenante es mucho mejor Aunque ésta sea una ventaja para emplear este tipo de mezcla, donde no hay o no pueden usarse agregados de adecuada resistencia al deslizamiento, no parece que deba permitirse, salvo casos excepcionales, el empleo de agregados pulimentables, ya que disminuiría aún más su adherencia en seco y se incrementa la desaceleración de frenado.

MEZCLAS POROSAS

Desventajas

Seguridad en la conducción

Aunque a priori pudiera pensarse que el empleo de capas de rodadura drenantes puede influir de forma muy positiva en la circulación vial y disminuir el número de accidentes con lluvia, al eliminar el problema de hidroplaneo y reducir el agua salpicada y pulverizada, las estadísticas muestran resultados contradictorios.

Parece ser que la mejora de la calidad de rodadura con lluvia aumenta también la velocidad de circulación, con lo que su efecto puede ser compensado.

Algunos países señalan un aumento de la peligrosidad en condiciones invernales al producirse con mayor facilidad la escarcha y/o placas de hielo. Esto es debido a que los aglomerados drenantes se enfrían más que los densos, pudiendo encontrarse a una temperatura 2 ó 3° C inferior.

MEZCLAS POROSAS

Desventajas

Conservación invernal

Es en su conservación invernal donde estos pavimentos presentan un comportamiento más problemático y costoso que los pavimentos densos convencionales. En primer lugar está la posibilidad de que la escarcha y las placas de hielo se produzcan a una temperatura 2 o 3° C superior que sobre un aglomerado denso.

Esto lleva a tener que realizar tratamientos preventivos con salmuera durante más días, que, además, hay que realizar con doble frecuencia que en una mezcla densa, ya que, dada su porosidad, desaparece su efecto con mayor rapidez.

Cuando nieva, no hay diferencia entre el tratamiento de los aglomerados drenantes y los densos. Se utilizan las máquinas quitanieves y se esparce sal al mismo tiempo. Cuando deja de nevar los aglomerados drenantes necesitan una mayor dotación de sal para eliminar la nieve y evitar su congelación.

MEZCLAS POROSAS

Desventajas

Comportamiento mecánico

La mayoría de los países consideran que la mezcla drenante tiene menor capacidad estructural que una densa, del 50 al 75%, es decir, que 4 cm de una mezcla porosa equivalen a 2-3 cm de una mezcla densa convencional, aunque esta relación varía mucho en función del tipo de pavimento y de las condiciones ambientales.

Únicamente en España se considera que ambas capas son equivalentes; se llegó a esta conclusión tras la realización de los primeros tramos experimentales, donde se observó que las capas de rodadura densa y porosa tenían la misma capacidad de refuerzo y producían la misma reducción de la deflexión.

MEZCLAS POROSAS

Desventajas

Comportamiento mecánico

Las mezclas drenantes presentan una elevada resistencia a las deformaciones plásticas. La observación de las obras en servicio pone de manifiesto que el fallo de estas capas se produce por disgregación, como consecuencia de una falta de cohesión de la mezcla para poder resistir adecuadamente los esfuerzos de succión y tangenciales del tráfico. Es necesario proporcionarle una cohesión y trabazón apropiada y de ello nos hemos de preocupar fundamentalmente en su proyecto.

MEZCLAS POROSAS

Desventajas

Comportamiento mecánico

En España, desde el principio de su empleo, las mezclas porosas se han diseñado en base a su porosidad y su resistencia al desgaste, evaluada por el ensayo cántabro de pérdida por desgaste. Esto ha permitido poner siempre en obra mezclas de unas buenas características, que se han comportado adecuadamente, y que, cuando han fallado de forma rápida, los ensayos han mostrado que era debido a falta de compactación, o al empleo de finos de mala calidad que han disminuido la cohesión de la mezcla en presencia de agua. Por ello, es muy conveniente evaluar la mezcla en el ensayo cántabro en húmedo, que nos servirá para conocer la adhesividad agregado-asfalto y la pérdida de cohesión de la mezcla en presencia de agua.

La duración de esta capa de rodadura, según la experiencia francesa, es de 8-12 años, semejante al promedio de tiempo correspondiente a las renovaciones con pavimentos densos; la experiencia belga ha mostrado que se puede prolongar la vida útil mejorando las propiedades del asfalto y, según la española, el comportamiento de la mezcla drenante es mejor que la densa. Por ello, es muy conveniente evaluar la mezcla en el ensayo cántabro en húmedo, que nos servirá para conocer la adhesividad agregado-asfalto y la pérdida de cohesión de la mezcla en presencia de agua.

MEZCLAS POROSAS

Desventajas

Comportamiento mecánico

Respecto a su reparación y mantenimiento, las actuaciones van desde la simple reparación local, en que se retira el material dañado, se recuadra la zona, se cortan los bordes verticalmente y se extiende una nueva capa de rodadura drenante, a las actuaciones generalizadas, donde sobre la capa drenante se coloca una lechada bituminosa, un microaglomerado, una mezcla densa o de nuevo otra capa drenante, dependiendo del estado en que se encuentra el pavimento, de su capacidad estructural y de su deterioro superficial.

MEZCLAS POROSAS

Desventajas

Impacto ambiental

En las mezclas drenantes se está evaluando su capacidad para reducir el ruido y su potencial para filtrar el agua de la lluvia y absorber gran parte de la contaminación y metales pesados que arrastra. Por otra parte, también se quiere estudiar el efecto que el aumento de la dotación de sal para la conservación invernal puede tener sobre el índice de cloruros de las aguas y afectar la flora y la fauna de los ríos

MEZCLAS POROSAS

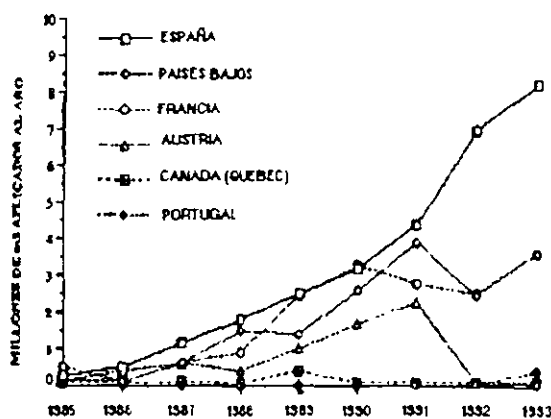


FIGURA 18.- EVOLUCION DE LAS MEZCLAS DRENANTES.
(C-8 A.I.P.C.R. MONTREAL 1995)

MEZCLAS POROSAS

Composición y proyecto

- Una mezcla porosa depende fundamentalmente de la granulometría empleada. Esta debe ser abierta, limitándose en un 10-20%, y muy generalmente entre 10-15%, el contenido de material que pasa por el tamiz 2.5 UNE, es decir el agregado fino.
- En la Orden Circular No. 289/89 T del MOPU, "Recomendaciones sobre mezclas bituminosas en caliente", se incluyen 2 granulometrías P-12 y PA-12 usados para estas mezclas.

MEZCLAS POROSAS

Composición y proyecto

TAMIZ UNE	P 12	PA 12
20	100	100
12,5	75 – 100	70 – 100
10	60 – 90	50 – 80
5	32 – 50	15 – 30
2,5	10 – 18	10 – 22
0,63	6 – 12	6 – 13
0 08	3 – 6	3 – 6

MEZCLAS POROSAS

Composición y proyecto

El material granular a emplear en la fabricación de mezclas porosas deberá cumplir las exigencias habituales del PG-3 para mezclas asfálticas. No se requiere ninguna propiedad especial:

- Agregados limpios, duros, procedentes de trituración de piedras de cantera o grava natural
- Coeficiente de desgaste de Los Ángeles <20%
- C.P.A. > 0.45%
- Índice de lajas <25
- Índice de adhesividad árido fino.> 4

- Equivalente de arena de la mezcla de los agregados > 50%

MEZCLAS POROSAS

Composición y proyecto

El filler, dada su especial importancia sobre la cohesión de la mezcla, será de buena calidad. No podrán utilizarse arenas o agregados finos con filleres de malas características, salvo que estos sean eliminados. Normalmente, será de aportación en un 50% de su peso o prácticamente en su totalidad.

El asfalto a emplear será de alta penetración, B-60/70 ó B 80/100. El uso de asfaltos más duros repercute desfavorablemente sobre la resistencia del desgast& de la mezcla. El contenido de asfalto habitualmente utilizado para estas mezclas oscila entre el 4,5 y el 5,5% en peso sobre agregados.

Se puede recurrir a fibras o asfaltos especiales si se desea mejorar las características de la mezcla. El empleo de asfaltos especiales, normalmente cementos de penetración a los que se ha incorporado un elastómero, permite conseguir mezclas muy permeables dotadas de una alta resistencia a la disgregación.

MEZCLAS POROSAS

Composición y proyecto

Para el proyecto y dosificación de las mezclas drenantes se siguieron inicialmente los procedimientos y metodologías empleados para las mezclas abiertas definir por una parte las propiedades y características de los materiales que las componen y determinar el contenido de asfalto basándose fundamentalmente en la superficie específica de los agregados, método del equivalente centrífugo de keroseno (C.K.E.), y comprobando que no haya escurrimiento de asfalto mediante ensayos de drenabilidad. Ningún ensayo era empleado para su caracterización y evaluación funcional, lo que imposibilitaba la optimización de sus propiedades.

MEZCLAS POROSAS

Composición y proyecto

Fue en España donde se abordó por primera vez la caracterización de estas mezclas mediante un ensayo mecánico que estuviera relacionado con su modo de deterioro, desarrollándose un método y que ha tenido una gran difusión y aceptación más allá de las fronteras del país. El procedimiento desarrollado es el ensayo cántabro de pérdida por desgaste, que permite valorar la resistencia de la mezcla a su descarnadura por los impactos y efectos abrasivos del tráfico.

MEZCLAS POROSAS

Composición y proyecto

Los criterios de proyecto de estas mezclas, recogidos en la Orden Circular No. 299/89T del MOPU, se establecieron como un compromiso entre su porosidad y su resistencia a la disgregación.

Con objeto de mejorar sus prestaciones y evitar su colmatación en el tiempo, es bueno conseguir una alta porosidad de la mezcla, no inferior al 20%. Al mismo tiempo, la mezcla ha de poseer cohesión suficiente para resistir los esfuerzos del tráfico. sus pérdidas al cántabro a 25 °C no deben superar el 25%.

La experiencia existente tras más de 20 años de experiencia en estas capas lleva a sugerir las siguientes modificaciones a los criterios de proyecto.

MEZCLAS POROSAS

Composición y proyecto

Criterio	Recomendación MOPU/89	Propuesta
Vacíos en mezcla, %	> 20	> 20
Pérdidas cántabro en seco %	a 25°C: < 25	a 18°C: <20 a 10°C: <30
Pérdidas cántabro en húmedo, %	—	a 25°C: <35

MEZCLAS POROSAS

Composición y proyecto

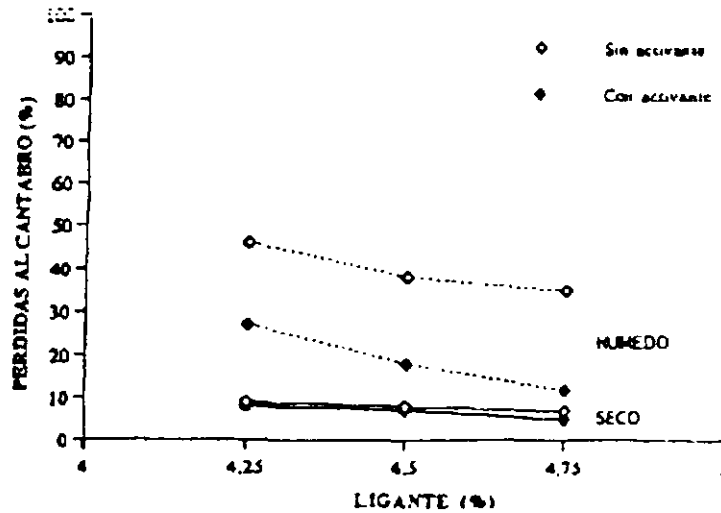
En primer lugar sería conveniente evaluar la resistencia de la mezcla a la acción de desvuelta del agua. Este ha sido uno de los fallos típicos de este material.

El empleo de asfaltos con baja adhesividad a los agregados o de filleres hidrófilos ha dado lugar a la rápida disgregación de la mezcla por acción del agua y del tráfico

La resistencia a la desmenuamiento de la mezcla puede ser evaluada mediante la realización del ensayo cántabro sobre probetas de mezcla que han permanecido 24 horas sumergidas en agua a 600 C. Las pérdidas no deben ser superiores al 35%.

MEZCLAS POROSAS

Evaluación de la adhesividad de la mezcla



MEZCLAS POROSAS

Evaluación de la adhesividad de la mezcla

Cuando se trata de mezclas porosas fabricadas con asfaltos modificados es conveniente realizar el ensayo cántabro a temperaturas inferiores a 25° C. A esta temperatura, tanto los de penetración B-60/70 ó B-80/100 e incluso los B-40/50 presentan en el cántabro un comportamiento similar al de los asfaltos modificados.

Al bajar la temperatura a 18 ó 10° C, la respuesta de los asfaltos normales es más frágil, su resistencia a la abrasión es menor, siendo muy superiores sus pérdidas al cántabro.

Por ello, para comprobar realmente las mejoras conseguidas en las mezclas mediante el empleo de fibras o asfaltos modificados debe realizarse el ensayo a 18 ó 10° C. A estas temperaturas las pérdidas de la mezcla en el ensayo cántabro no deben ser superiores al 20%, a 18° C, ni al 30%, a 10° C.

MICROAGLOMERADOS

Son mezclas asfálticas con tamaño máximo de agregados inferior a 6-10 mm, han sido empleados desde hace años en la pavimentación de carreteras.

En frío, constituyen las lechadas bituminosas que con tanta profusión y éxito se han empleado en la conservación y pavimentación de nuestras carreteras. También pertenecerían a este grupo las mezclas finas tipo 1V-A y y-A del Instituto del Asfalto.

Actualmente, lo que llama la atención y la novedad es su cantidad de agregado grueso y escasa presencia de agregado fino, derivados en parte de la utilización y tecnología de las mezclas porosas.

La utilización de microaglomerados en capas delgadas está encaminada fundamentalmente a proporcionar o restituir las características funcionales o superficiales del pavimento, sin pretender conseguir un aumento de su capacidad estructural.

La aplicación de una capa fina contribuye de alguna manera a mejorar esta capacidad estructural, no sólo debido a su espesor (entre 1,5 y 4 cm), sino porque proporciona una impermeabilización al soporte que, en muchos casos, mejorará notablemente el comportamiento de la sección estructural.

Los microaglomerados empleados hasta ahora en capa fina carecían por su composición y proyecto de una falta de macrotextura. Eran mezclas de granulometría continua de tipo denso, con un elevado porcentaje de agregado fino. La resistencia a la acción abrasiva del tráfico estaba asegurada por la buena cohesión del mortero asfáltico.

Para conseguir una buena macrotextura con un tamaño de agregado reducido, se han sustituido las curvas granulométricas continuas tradicionales por otras de tipo discontinuo.

Básicamente, consisten en mezclas de granulometría 0/6, 0/8, 0/10 ó 0/12, con una discontinuidad del tipo 2/4 ó 3/6.

Con un contenido de filler elevado, del orden del 7 al 10%, y un elevado porcentaje de los tamaños gruesos (75-80%).

Se fabrican con un alto contenido de asfalto, 5 con objeto de formar con el filler un buen mástico que proporcione a la mezcla una adecuada cohesión y resistencia a la abrasión.

MICROAGLOMERADOS

El empleo de un alto contenido de asfalto podría hacer peligrar la estabilidad de la mezcla y provocar la exudación del asfalto. Para evitar este problema se ha recurrido al empleo de asfaltos modificados por adición de polímeros o a la incorporación de fibras, consiguiendo al mismo tiempo mejorar la cohesión de la mezcla.

Con la incorporación de polímeros al asfalto se persigue, fundamentalmente, incrementar su elasticidad, su viscosidad y modificar su susceptibilidad térmica. Los polímeros empleados de forma más generalizada para modificar los cementos asfálticos son los elastómeros termoplásticos de estireno-butadieno-estireno (SBS) y los copolímeros de etileno-acetato de vinilo (EVA).

La adición de fibras produce un aumento de la superficie específica a envolver, lo que permite utilizar un mayor contenido de asfalto, aumentando el espesor de la película de asfalto, generando un mástico de gran calidad, "armado o refuerzo" con la fibra, que confiere a la mezcla excelentes prestaciones.

Existen fibras minerales (amianto, vidrio, lana de roca), fibras orgánicas (celulósicas) y fibras sintéticas (acrílica y polipropileno).

Tradicionalmente, se ha venido utilizando la fibra de amianto por sus excelentes ventajas mecánicas, aunque su probada toxicidad hace que su empleo esté prohibido en numerosos países. En su lugar, actualmente se utilizan fibras orgánicas y sintéticas.

En definitiva, los micros son mezclas de granulometría muy similar a la de las mezclas porosas, fabricadas con asfaltos modificados con polímeros o fibras al igual que las mezclas porosas, compactadas con rodillo liso, y cuyos acabados presentan un aspecto idéntico al de una mezcla porosa. Se diferencian en su menor porosidad al haber quedado los vacíos rellenos con asfalto.

Los micros proporcionan capas de rodadura de altas prestaciones, con buenas características en cuanto a resistencia a fisuración, resistencia plástica, durabilidad, sonoridad, seguridad, lo mismo que las porosas a deformación, comodidad y seguridad, lo mismo que las porosas.

Los microaglomerados proporcionan una macrotextura elevada, con valores de altura de arena (prueba mancha de arena) comprendidos entre 1,2 y 2 mm, muy superiores a los 0,9 mm exigidos en las especificaciones españolas, consiguiendo una elevada resistencia al deslizamiento para altas velocidades y/o con tiempo lluvioso, ya que esta macrotextura permite una rápida evacuación superficial del agua, impidiendo la formación de una película continua en la superficie.

El empleo de microaglomerados de granulometría discontinua, que permite obtener una superficie de rodadura muy lisa y de macrotextura negativa, hace que los mecanismos de generación de ruidos se vean amortiguados.

MICROAGLOMERADOS

Las denominadas mezclas discontinuas en caliente para capas finas están pensadas para capas de espesores inferiores a 4 cm.

La Orden Circular 322/97 del Ministerio de Fomento "Ligantes bituminosos de reología modificada y mezclas bituminosas discontinuas en caliente para capas de pequeño espesor" incluye dos materiales.

- Los denominados tipo F (de capas Finas), que son los que más se han utilizado hasta ahora, con espesores entre 2,5 y 3,5 cm
- Los denominados tipo M (de Monogranular), que pueden extenderse en espesores inferiores, de hasta 1,5 cm.

Los tamaños máximos de estas mezclas son 8 mm para las F y 10 mm para los micros M.

Aunque se han fijado por ahora dos granulometrías, ligeramente distintas, está en discusión el reducirlos a uno sólo

Por otro lado, aunque se están utilizando, no se incluyen las granulometrías de tamaño máximo 6 mm, por su empleo claramente urbano.

Los granulometrías usadas presentan una discontinuidad entre los tamices 2,5 y 5 mm, limitando el retenido parcial máximo entre estos tamices al 8%. Se obliga a trabajar con arenas 0/2,5 mm

TAMIZ UNE	F 8	F 10	M 8	M 10
12,5		100		100
10	100	75 - 97	100	75 - 97
8	75 - 97		75 - 97	
5	25 - 40	25 - 40	15 - 28	15 - 28
2,5	20 - 35	20 - 35	15 - 25	12 - 25
0,63	12 - 25	12 - 25	9 - 18	9 - 18
0,08	7 - 10	7 - 10	5 - 8	5 - 8

El porcentaje de material que pasa por el tamiz 2,5 mm está comprendido entre el 12 y el 25% para los M y entre el 20 y 35% en el F, es decir, son materiales con contenidos de gruesos en torno del 75-80%, lo que les confiere un gran esqueleto mineral, con contacto directo de los agregados gruesos.

El contenido de polvo mineral es del orden de 8%, por lo que necesitan de filler de aportación

Respecto a los agregados, se ha dado un tratamiento diferenciado a los tipos F y M. Los primeros tienen especificaciones similares a las exigidas a las mezclas en caliente convencionales para capas de rodadura, mientras que las tipo M, cuyos

agregados gruesos tienen que soportar directamente y sin muchas posibilidades de movimiento los esfuerzos de compactación y del tráfico, se les asigna las especificaciones más similares a las de los tratamientos superficiales.

MICROAGLOMERADOS

Criterio de Diseño

CARACTERÍSTICAS	CATEGORÍA TRÁFICO	MEZCLA TIPO F	MEZCLA TIPO M
Partículas fracturadas	T0, T1 y T2	100	100
	T3, T4 y arcenes	> 75	>75
Coef. de desgaste Los Angeles	T0, T1 y T2	< 20	< 15
	T3, T4 y arcenes	< 25	< 25
Coef. de pulido acelerado	T0, T1 y T2	> 0,50	> 0,50
	T3 y T4	> 0,45	> 0,45
Índice de lajas	T0, T1 y T2	< 25	< 20
	T3, T4 y arcenes	< 30	< 30

MICROAGLOMERADOS

Criterios de proyecto de microaglomerados

Para garantizar una adecuada durabilidad, esta mezclas finas, de granulometría discontinua, deben presentar una elevada resistencia a la abrasión y a la fisuración, sin que, debido a su elevado contenido de asfalto (más del 5.5% p.s.a.) se produzcan problemas de escurrimiento durante el transporte de la mezcla, ni aumente el riesgo de deformaciones plásticas.

MICROAGLOMERADOS

Criterios de proyecto de microaglomerados

Una dificultad que presentan estas mezclas es su dosificación mediante ensayos mecánicos. Al tratarse de contacto directo entre partículas gruesas, el ensayo Marshall no da variaciones de estabilidad hasta que el exceso de asfalto empieza a separar las partículas, lo que suele suceder con porcentajes de asfalto muy elevados.

Por tanto en este ensayo obtienen curvas planas y estabilidades que dependen más de la dureza del agregado que del contenido de asfalto. En las especificaciones se recoge una estabilidad mínima de 7,5 kN (750 kg), que se cumple fácilmente siempre que no se cometan errores groseros en la dosificación.

Así mismo, se fija una resistencia conservada en el ensayo de inmersión-compresión igual o superior al 75%.

MICROAGLOMERADOS

Criterios de proyecto de microaglomerados

La caracterización de estas mezclas deberá dirigirse hacia la valoración de propiedades como:

- Ecurrimiento del asfalto
- Resistencia a la abrasión
- Resistencia a la fisuración
- Resistencia a la deformación plástica

ASFALTO Porcentaje en peso sobre agregados pétreos	> 5.0 – 5.5
COHESIÓN Pérdidas al Cántabro en seco, 25°C	< 15
RESISTENCIA AL DESPLAZAMIENTO Pérdidas al Cántabro en húmedo, 25°C	< 25
ESCURRIMIENTO A la temperatura de fabricación de la mezcla	Nulo
DEFORMACIÓN PLÁSTICA Velocidad de deformación en 105-120 minutos	< 12 - 15

MICROAGLOMERADOS

Criterios de proyecto de microaglomerados

Ecurrimiento

Aunque existen distintos procedimientos para valorar el escurrimiento del asfalto que se produce en una mezcla durante su transporte y puesta en obra (distintas temperaturas, distintos periodos de tiempo, con o sin vibración, etc.), actualmente las especificaciones españolas recogen un método normalizado, NLT-365/93. Hasta el momento se solía recurrir a mantener una mezcla, colocada sin compactar en recipientes circulares de vidrio en una estufa a 130-150° C durante 1 ó más horas y determinar la cantidad de asfalto que queda adherido en el fondo del recipiente tras verter rápidamente su contenido

TIPO DE ASFALTO	Sin vibración		Con vibración	
	5% asfalto		5% asfalto	
	140°C	160°C	140°C	160°C
B-60/70	1.6	2.0	5.1	5.3
B-Polímero	1.4	1.9	1.8	4.0

MICROAGLOMERADOS

Criterios de proyecto de microaglomerados

Resistencia a la disgregación

Al igual que las mezclas porosas, los pavimentos de microaglomerado deben resistir la acción abrasiva y disgregadora del tráfico y del agua. Por ello, al igual que en el caso anterior debe comprobarse la cohesión y adhesividad de la mezcla mediante el ensayo cántabro de pérdida por desgaste. Los valores máximos fijados en la especificaciones españolas son del 15% en seco y del 25% en húmedo.

MICROAGLOMERADOS

Criterios de proyecto

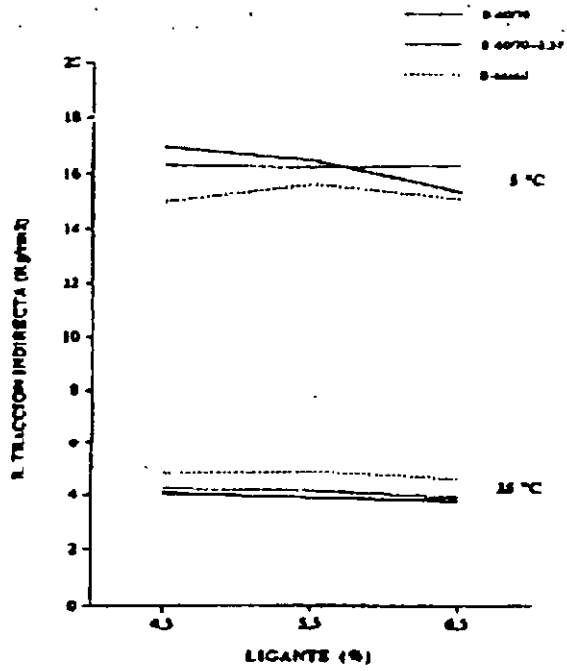
Resistencia a la fisuración

Este tipo de mezclas van a ser colocadas, principalmente, en capas delgadas sobre pavimentos fisurados, por lo que deberán ser resistentes a la fisuración para retardar al máximo la propagación de las fisuras hacia la superficie. Para valorar la resistencia a la fisuración de una mezcla de las características mencionadas, el ensayo que se ha venido utilizando es el ensayo de tensión indirecta a distintas temperaturas, observándose, en general, una escasa sensibilidad del ensayo frente a la naturaleza y al contenido de asfalto.

Por ello se ha utilizado el ensayo de tracción directa, ensayo BTM, que permite valorar la tenacidad del material, es decir, además de obtener la máxima resistencia a tracción de la mezcla (valor pico), se obtiene el trabajo post-rotura del material (energía)

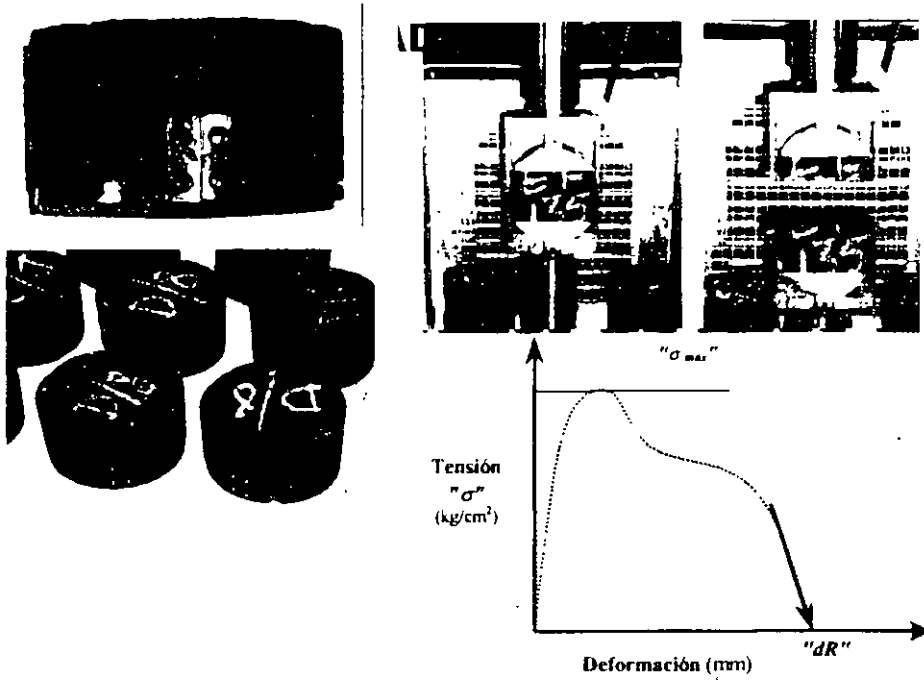
Ensayo Tensión Indirecta por compresión diametral (ITT)

Muestra poca sensibilidad.

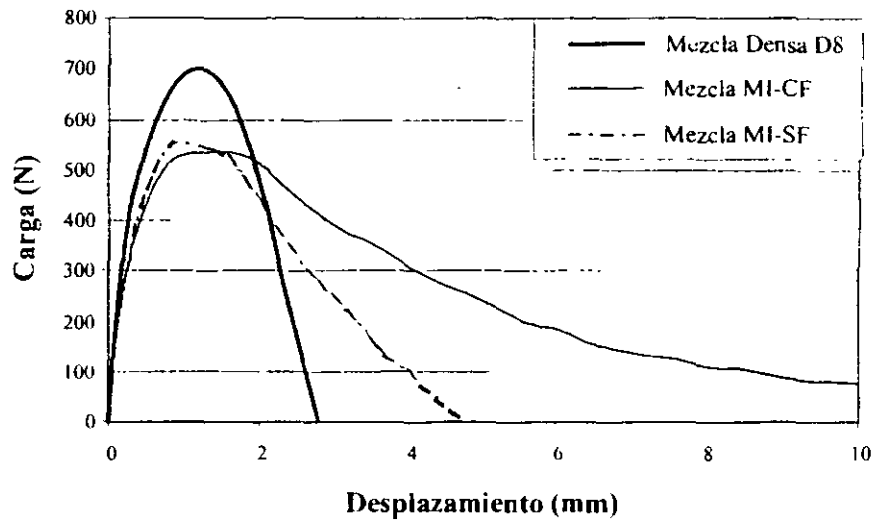


MICROAGLOMERADOS

Ensayo BTD



Ensayo de Tracción Directa



MICROAGLOMERADOS

Criterios de proyecto

Resistencia a la deformación plástica

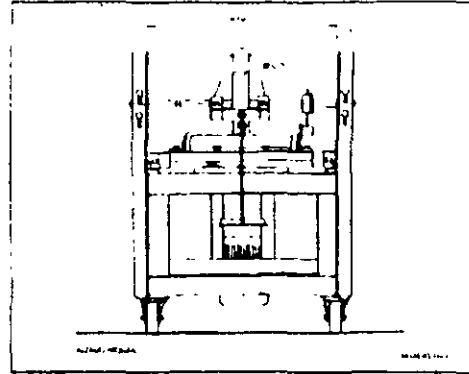
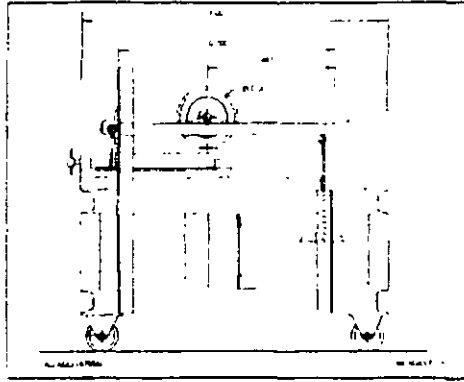
Debe comprobarse también la resistencia a las deformaciones plásticas de estas mezclas, dado que va a emplearse bajo tráfico pesado en capa de rodadura.

El procedimiento usado es el ensayo de pista de laboratorio, al igual que con las mezclas convencionales. Pero deberá tenerse en cuenta que estas mezclas van a emplearse en capas finas, 2-3 cm, y muy finas, 1.5 cm.

Probablemente, los resultados obtenidos serán peores si se ensayan en el laboratorio capas de 5 cm. Por ello, se especifica que las probetas para este ensayo deberán tener un espesor aproximadamente igual al cuádruple del tamaño máximo nominal del agregado.

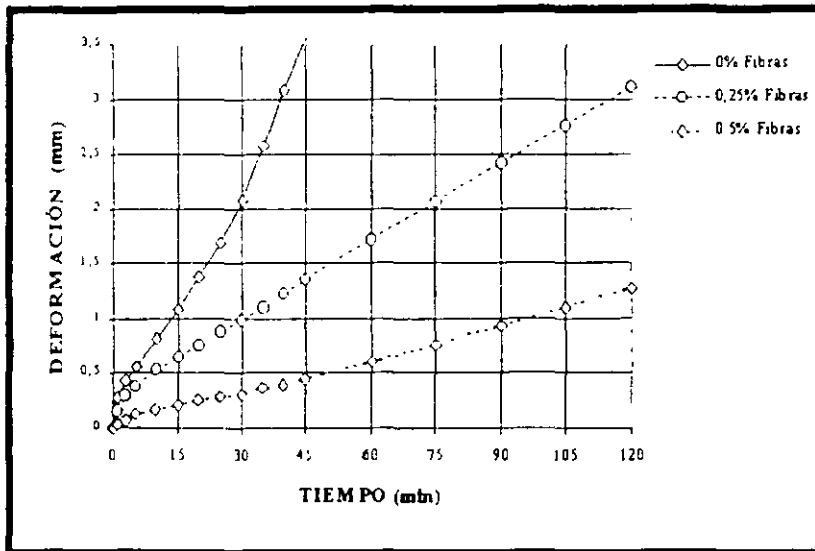
MICROAGLOMERADOS

Resistencia a las deformaciones plásticas.
Ensayo de pista español



MICROAGLOMERADOS

Resistencia a las deformaciones plásticas.
Ensayo de pista



Mezclas porosas y Microaglomerados Conclusiones

El interés de los técnicos de carreteras por ofrecer a los usuarios unos pavimentos más seguros y confortables ha llevado al desarrollo de dos nuevos materiales, mezclas porosas y microaglomerados, que empleados en capa de rodadura se caracterizan por:

- Su finura y elevada macrotextura (textura negativa) que proporciona un pavimento seguro y al mismo tiempo silencioso.
- Las mezclas drenantes absorben y eliminan el agua de la superficie evitando el problema del hidroplaneo, y aminoran el ruido del tráfico, prestaciones que pueden mantenerse en el tiempo tomando ciertas precauciones para que no se produzca su colmatación
- En el caso de los microaglomerados de tipo discontinuo, su menor capacidad de absorción de ruido y de agua viene compensada por una mayor flexibilidad y resistencia a la fisuración y a los efectos abrasivos del tráfico

MEZCLAS SMA (Splittmastixasphalt) STONE MASTIC ASPHALT

- Mezclas asfálticas de granulometría discontinua compuesta de un esqueleto mineral grueso completamente triturado ligado mediante un mortero asfáltico (asfalto + filler)
- Nacen en Alemania a principios de los 70 '5 y luego se extendieron en el resto de Europa y a USA. Actualmente se usan en todo el mundo.
- Fueron desarrolladas en Alemania para resistir el tráfico con llantas de clavos cadenas.
- Luego de que las llantas con clavos se prohibieron en 1975 el uso de SMA continuó debido al buen comportamiento observado, mejor que el de las capas de rodadura convencionales.
- Las SMA consisten en un esqueleto de agregado grueso 100% triturado ligado con un mortero asfáltico y algunas veces con fibras.
- Un requisito esencial de las SMA es la granulometría discontinua (alrededor de 2.36mm) con un mínimo de 70% de agregados gruesos.

MEZCLAS SMA STONE MASTIC ASPHALT

- Se suelen utilizar como capa de rodadura en carreteras de alto nivel de tráfico, aeropistas y zonas de puertos.
- Brindan una superficie homogénea con mucha textura y gran resistencia al deslizamiento, con nivel de ruido bastante bajo.
- Las SMA tienen la misma estructura que los Open Graded, piedra con piedra, pero con los vacíos llenos con una alta cantidad de mortero asfáltico.
- La fracción gruesa de los agregados da una gran resistencia a las deformaciones permanentes y el mástico (filler + asfalto) rellena los vacíos entre las partículas dándole gran durabilidad y resistencia al envejecimiento debido a su bajo contenido de vacíos (3-6%) y a la gruesa película de asfalto
- Son muy resistentes al agrietamiento, desprendimiento de agregados y a la humedad.
- Tienen un alto contenido de asfalto (5.5 a 7%) lo puede producir escurrimiento. Suelen usarse fibras acrílicas para evitarlo (lo cual les da mayor tenacidad) o asfaltos modificados.
- Pueden usarse en capas delgadas (desde 1-4 cm) dependiendo del tamaño máximo del agregado.
- Se colocan fácilmente y se utilizan mucho en labores de conservación preventiva
- Actualmente se está tratando de homologar una normativa europea mediante el CEN (Comité Europeo de Normalización).
- La NAPA (National Asphalt Pavement Association) introdujo el concepto de SMA a los Estados Unidos
- En USA el principal deterioro de los 80 's eran las deformaciones plásticas y el enfoque de diseño de mezclas era incrementar el tamaño máximo del agregado y disminuir el contenido de asfalto.
- Las consecuencias de ello fueron una gran reducción de la vida por fatiga y un incremento de la permeabilidad y mucha segregación.
- En los 80 's prácticamente todas las mezclas eran densas diseñadas con el método Marshall y el uso de asfaltos modificados y filleres no estaba tan difundido.
- La excepción fueron las mezclas Open Graded Friction Coarse, muy resistentes a las roderas por que los agregados estaban en contacto directo unos con otros, eso brindó una buena clave.
- Las SMA tienen la misma estructura pétreo con pétreo pero los vacíos son rellanados con un alto contenido de mortero asfáltico.

Mezclas SMA

Ventajas

- Las SMA son resistentes a las roderas, a la fatiga y son muy durables
- Incrementan sustancialmente la resistencia al deslizamiento (muy buena textura)
- Mejoran la visibilidad en clima húmedo al reducir la pulverización del agua
- Reducen los niveles de ruido
- Se pueden usar para mantenimiento y rehabilitación
- Se colocan con el mismo equipo convencional sin requerir agregados precubiertos

Mezclas SMA

Información Técnica, Reino Unido

Tamaño nominal	14 mm	10 mm
Espesor	30-50 mm	15-25 mm
Fibras (% mínimo)	0.3	0.3
Vacios (%)	3-6	3-6
Contenido de Asfalto (mín)	5.5%	5.7%
Grado del Asfalto (penct.)	50/70, 70/100, modificado	

Mezclas SMA

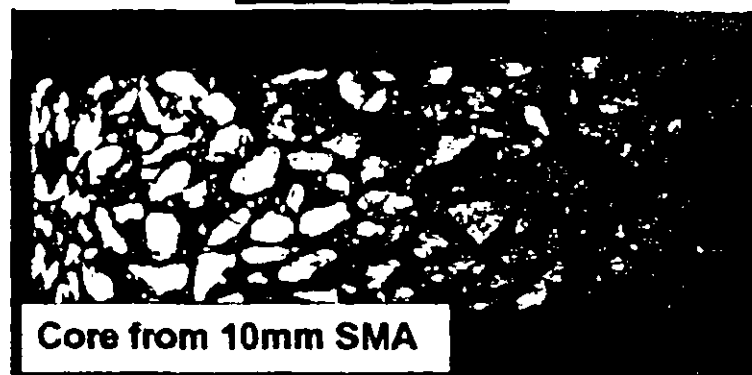
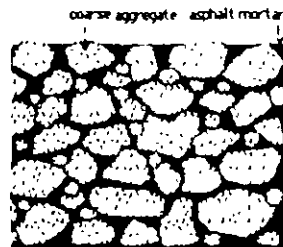
Diseño, Nueva Zelanda

- El proceso de diseño de las SMA consiste en ajustar la granulometría para acomodar el contenido de asfalto requerido (6-7% dependiendo del tamaño máximo de agregado) y dejar un contenido de vacíos mínimo.
- A diferencia del diseño tradicional de buscar el contenido de asfalto para una determinada granulometría.
- Se requieren agregados pétreos 100% triturados. No se permite el uso de pétreos naturales, redondeados y pulidos

Mezclas SMA

Diseño, Nueva Zelanda

- Recomiendan asfalto de penetración 60/70 según experiencia europea y utilizar fibras en lugar de polímeros para evitar el escurrimiento
- Debe tenerse cuidado al elegir el tamaño máximo de agregado en las SMA.
- Las SMA no son una capa estructural así que un incremento en el tamaño máximo del pétreo no conlleva un aumento de resistencia.
- Se recomienda el uso de compactador giratorio para no fracturar las partículas, "simular" la compactación de campo y permitir un índice de resistencia a las deformaciones plásticas.
- La compactación Marshall también puede usarse. 50 golpes equivalentes aprox a 80 ciclos de la giratoria.
- El contenido de vacíos máximo con el Marshall ronda el 5% para prevenir el envejecimiento y reducir la permeabilidad.
- El contenido máximo de vacíos se complementa con el obtenido de la giratoria a 350 ciclos (mínimo) a fin de evitar sobrecompactación y exudados (llorado). Con el Marshall se fija una densidad máxima.



Mezclas SMA. Diseño, Alemania

Propiedades de los Pétreos

Tasa de Trituración	Una cara de fractura: 100 % de las partículas Dos ó más caras de fractura: 90 % mínimo (ASTM D 5821)
Forma	Partículas Chatas y Alargadas (ASTM D 4791) 3 a 1: 20 % máximo 5 a 1: 5 % máximo
	Índice de Lajas (NLT 354/91): menor del 25 %
Resistencia	Desgaste Los Angeles (AASHTO T 96) Gradación B, menor del 30 %.
Resistencia al pulido	Coefficiente de Pulimento Acelerado (NLT174/72), mayor de 0,50
Limpieza	Equivalente de Arena (ASTM D 2419) de la fracción Pasa Tamiz No.4, superior al 50 %
Durabilidad	En Sulfato de Sodio (ASTM C 88): menor del 15 %
Adhesividad con el asfalto	Ensayo ASTM D 3625-96: mayor del 95%
Absorción de Agua	ASTM C 127 y C 128: menor del 2% **

* Si el valor de DA es mayor del 30% y no puede cambiarse el árido por otro que cumpla tal condición, entonces se procederá a analizar la rotura de partículas después del ensayo de compactación Marshall. La condición de aceptación será que la cantidad de material incrementada por la compactación Marshall en el TMA no sea superior al 10%, y que se cumpla con el VAM mínimo. Siempre importante es conocer los antecedentes viates del material a utilizar en cuanto a su comportamiento en servicio. Si su comportamiento ha sido dudoso ó deficiente, el material no debe ser utilizado para SMA. Cuando la absorción sea mayor al 2% y no pueda evitarse el uso de tal agregado, entonces se deben complementar los análisis concentrándose en la determinación de la absorción de asfalto -el cual debe tenerse en cuenta al diseñar el contenido óptimo de ligante- y la compatibilidad con el ligante asfáltico, esto es, la adherencia del par árido-belun.

Mezclas SMA. Diseño, Alemania

La granulometría de los agregados pétreos está basada en la norma alemana ZTV Asphalt — StB 01.

Una observación muy importante:

- Las distintas fracciones componentes de cada mezcla no deberán tener sobre-tamaños mayores al 10% ni infra-tamaños mayores al 15%.
- El uso del mayor número de fracciones posibles facilitará el control de la estructura granular.

SMA		19	12	10	5
Mm	Pulgadas	Tamaño Máximo 19,0 mm Porcentaje que pasa	Tamaño Máximo 12,5 mm Porcentaje que pasa	Tamaño Máximo 9,5 mm Porcentaje que pasa	Tamaño Máximo 4,75 mm Porcentaje que pasa
25,0	1	100			
19,0	3/4	90-100	100		
12,5	1/2	45 a 60	90-100	100	
9,5	3/8	30 a 45	Máximo 60	90-100	
6,35	1/4				100
4,75	Nº4	20 a 25	30 a 40	26-60	90-100
2,36	Nº8	16 a 23	20 a 27	20-28	30-40
0,075	Nº 200	9 a 13	9 a 13	9-13	9-13

Mezclas SMA. Diseño, Alemania

Asfalto Convencional

Deberá cumplir en un todo con la norma ASTM D 3381.	El grado debe indicarse en función de las condiciones de clima, tránsito y estructura de proyecto.
Adicionalmente debe cumplir con la siguiente condición:	la Viscosidad Rotacional a 60 C del asfalto envejecido con el ensayo en película delgada rotativa (RTFOT, ASTM D 2872) dividido la Viscosidad Rotacional a 60 C del asfalto original debe ser menor o igual a 3.
El ligante debe ser clasificado según la norma AASHTO MP-1 (Superpave Performance Graded Asphalt Binder Specification) e informar su valor antes de la primera entrega de material y cada 500 toneladas de ligante entregado. Si la cantidad de material utilizado es menor de dicha cifra, se debe realizar al menos un ensayo PG.	

Mezclas SMA. Diseño, Alemania

Asfalto Modificado

El grado a utilizar debe indicarse en función de las condiciones de clima, tránsito y estructura de proyecto.	Perfil de Viscosidad Rotacional (ASTM D 4402) a 150, 170 y 190 C : debe ser indicado (incluyendo aguja, rpm, % de torque y shear rate), por la Refinería y controlada en obra una vez fijados sus valores y tolerancias.
Punto de Inflamación Cleveland (IRAM 6555):	Mínimo 235 C
Recuperación Elástica Torsional (NLT 329-91) a 25 C:	Mínima a establecer en el proyecto
Ensayo de Separación ASTM D 5976 (también NLT 328 / 91): diferencia de Viscosidad Rotacional a 170C	entre la parte superior y la inferior no mayor del 15%.
Grado de Comportamiento PG (AASHTO MP-1)	Indicar su valor cada 500 toneladas de material entregado.
Rango de temperaturas de mezclado y compactación :	deben ser indicadas por el fabricante.
Temperatura máxima de calentamiento:	a indicar por el fabricante
Condiciones de almacenamiento:	a indicar por el fabricante .

Mezclas SMA. Diseño, Alemania

RIEGO DE LIGA ENTRE SMA Y LA SUPERFICIE DE APOYO

Emulsión Asfáltica Modificada (*)

- Viscosidad Saybolt Furol a 50 C : mayor de 40
- Carga de Partícula. positiva
- Asentamiento a 7 días, menor del 5%
- Ensayo de Tamiz (850 micrones), menor de 0,10%
- Contenido de Hidrocarburos destilados, menor del 2 %
- Residuo Asfáltico, mayor del 67%
- Penetración del Residuo (25/5/1 00) entre 50 y 90
- Recuperación Elástica Torsional a 25 C del residuo, mín. 15%

Mezclas SMA. Parámetros de Diseño, Alemania

Compactación Marshall	50 + 50 golpes
Compactación Superpave:	75 a 100 giros dependiendo del proyecto
Vacios de aire totales:	2 a 4 %, recomendándose estar próximos al mínimo en climas fríos, y al valor máximo en climas templados y cálidos
Vacios del Agregado Mineral (VAM)	No inferior al 17 %
VCA mix, % (AASHTO MP8)	Menor que VCA orc
Contenido de Ligante en peso total de la mezcla	Mínimo 6,3 %
Contenido de fibras naturales en peso del total de la mezcla	Mínimo 0,3 %
Contenido máximo de humedad en la mezcla,	0,5%
Resistencia Retenida (Resistance of Compacted Bituminous Mixtures to Moisture-Induced Damage, AASHTO T 283)	Mínimo 80%
Escumamiento de Ligante a la temperatura de mezclado (AASHTO T305):	Máximo 0,3%

CONDICIONES DE COLOCACIÓN

Tramo de Prueba: será obligatorio efectuar un tramo de prueba dentro de las primeras 200 tn a fin de verificar la fórmula de obra y los vacíos alcanzados en el camino. Liga: deberá efectuarse con emulsión asfáltica modificada catiónica de corte rápido con una dotación entre 0,20 y 0,35 litros/m² en base al residuo asfáltico.

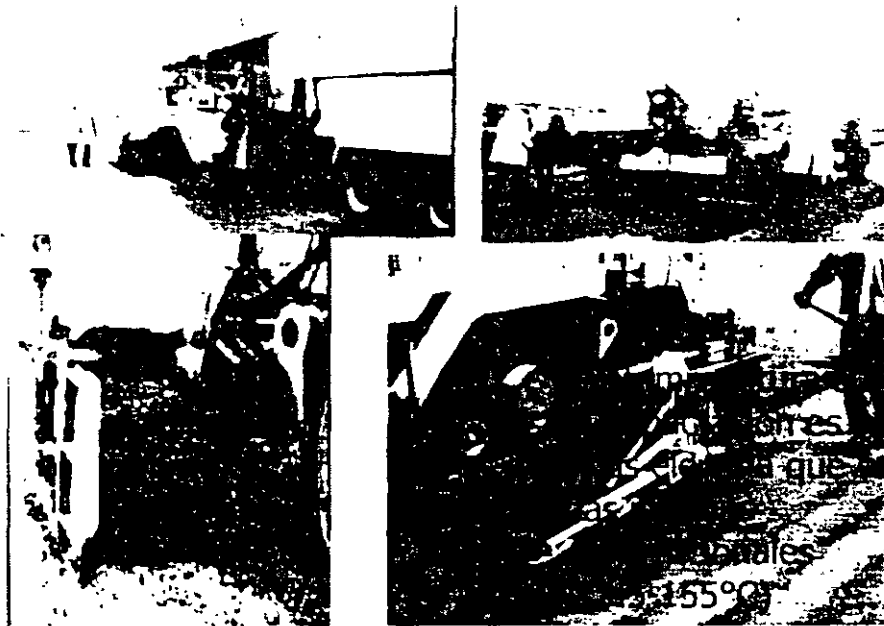
Lisura: se debe medir la irregularidad superficial con una regla de 3 m y constatar que en ninguna dirección se tenga un apartamiento mayor de 4 mm.

Compactación: se realizará empleando un número adecuado de rodillos lisos metálicos de 10 a 12 tn cada uno y en modo estático. No se permite el uso de rodillos con neumáticos en ningún caso.

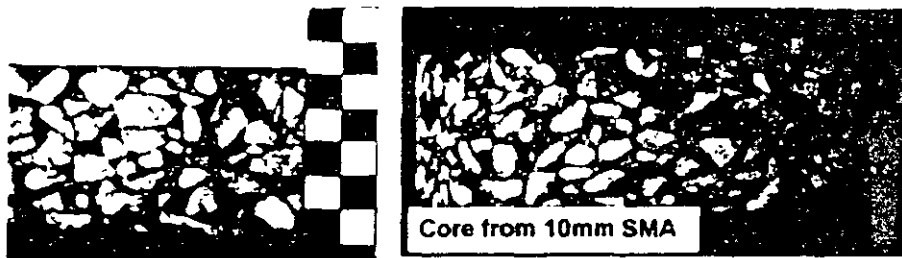
Vacios de la mezcla compactada se exige una compactación tal que garantice el porcentaje de vacíos establecido. El mismo será calculado cada jornada comparando las densidades obtenidas en el camino mediante extracción de testigos y la densidad Máxima. Esta última será calculada dos veces por jornada de trabajo de muestras tomadas detrás de la terminadora 6 de mezcla elaborada en planta. Se deben extraer por lo menos seis testigos por tramo ejecutado por día aplicando la tabla de números aleatorios, nunca menos de un testigo cada 100 metros lineales por carril.

Ningún valor individual puede estar por debajo del 3 % (climas cálidos y templados) 6 del 1% (climas fríos), ni por encima del 6% (climas cálidos y templados) ni del 4% (climas fríos).

COLOCACIÓN SMA

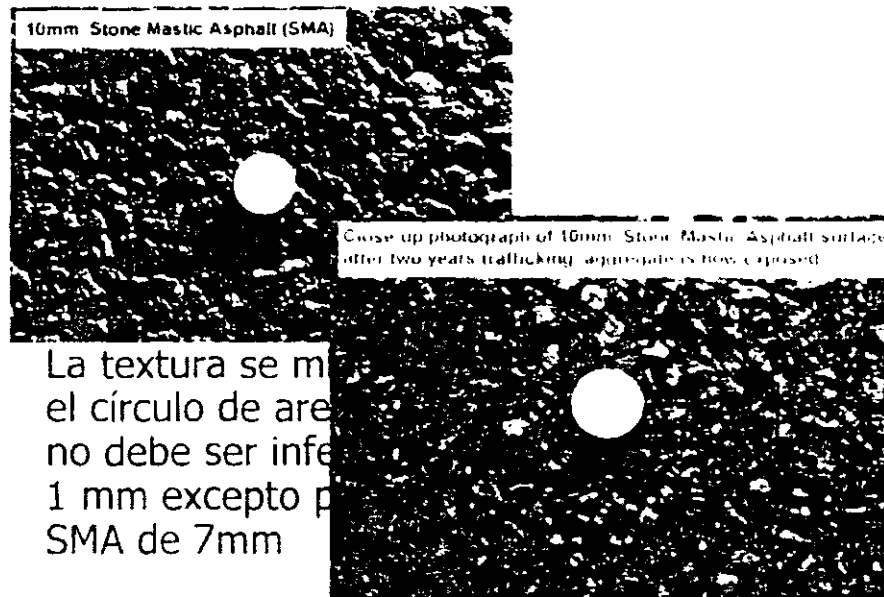


CONTROL DE CALIDAD DE SMA



El control de calidad se hace mediante extracción de corazones y obteniendo su densidad, contenido de vacíos y de asfalto y determinando su módulo de rigidez.

EVOLUCIÓN DE LA TEXTURA DE UNA SMA



El texto se mide con el círculo de arena y no debe ser inferior a 1 mm excepto para las SMA de 7mm.

RECOMENDACIONES DE USO DE LAS SMA

- En superficies de rodamiento sobre losas de concreto o sobre puentes de grandes claros donde se estimen grandes deformaciones y fuerte vibración.
- En capas de mezcla asfáltica que requieran gran resistencia al desprendimiento de agregados (raveling).
- Sobre capas agrietadas para retardar la reflexión de grietas (¿?)

MEZCLAS FRANCESAS

- DELGADAS
- MUY DELGADAS
- ULTRADELGADAS

Características de los agregados y arenas; PRUEBAS UTILIZADAS

QUE CORTES DE PÉTREOS SE UTILIZAN

Se pueden por ejemplo hacer:

CORTES OCASIONALES

2/6 4/10 6/14 6/20 10/20 14/20

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL PÉTREO



CÓMO SE CLASIFICAN LOS PÉTREOS

Ejemplo B III a

Letra mayúscula = Características mecánicas de las gravillas o agregados

Número Romano = Calidad y regularidad de la trituración

Letra Minúscula = Calidad de las arenas

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LAS GRAVILLAS O AGREGADOS:

Los Angeles LA

- Determinar la resistencia a los golpes ligados a la compresión de los agregados

Micro Deval Humedo MDE

- Apreciar la resistencia al desgaste de los agregados en presencia de agua para aproximarse de las condiciones REALES a las que están sometidos en la calzada.

Coeficiente de Pulido Acelerado CPA

- Apreciar la tendencia de los agregados a pulirse bajo el tránsito carretero.

Para las capas de rodadura hay que satisfacer las 5 condiciones siguientes:

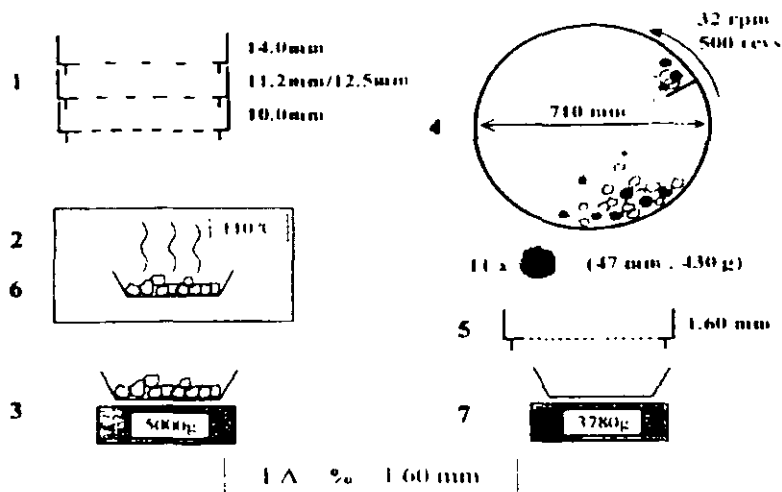
- NFP 18101 diciembre 1990

Categoría	100CPA - (LA+MDE)	100 CPA	LA+MDE	LA	MDE
A	>30	>50	<30	<20	<15
B	>15	>48	<40	<25	<20
C	>5	>45	<50	<30	<25

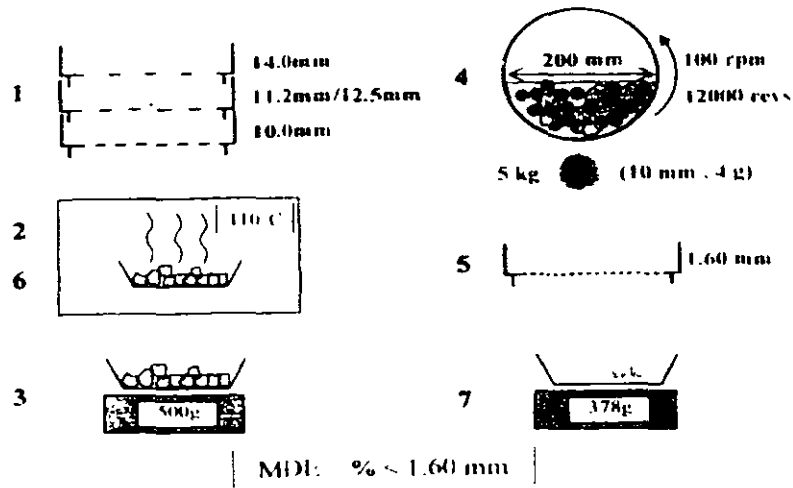
En general las bases piden

- A — para los riegos de sello
- B — carpetas altos tránsitos
- C — carpetas transitos bajos

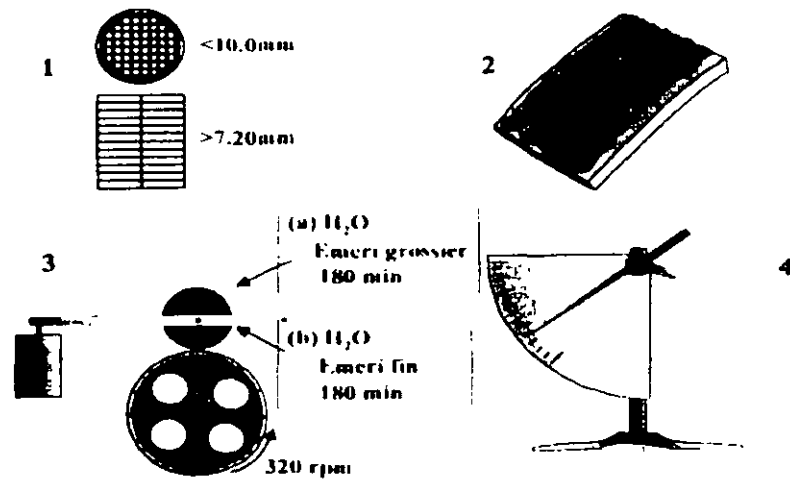
MÉTODO DE PRUEBA: Los Ángeles (EN 1097-2)

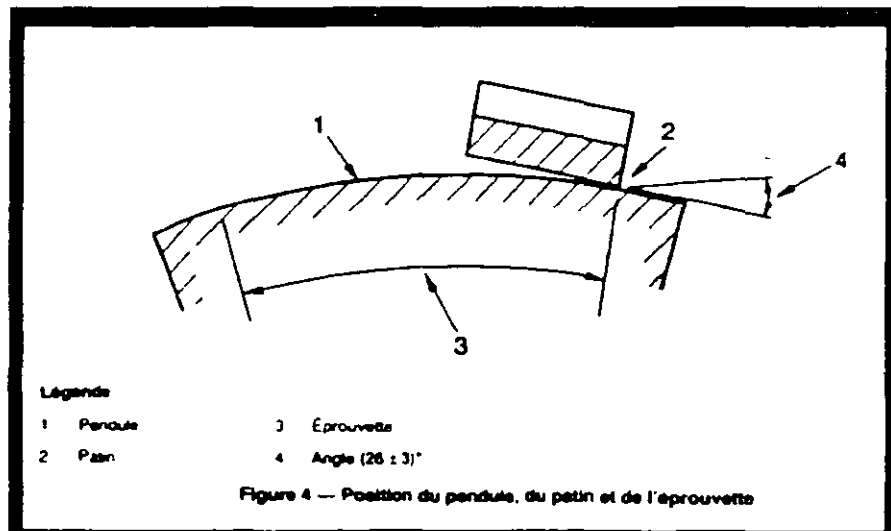
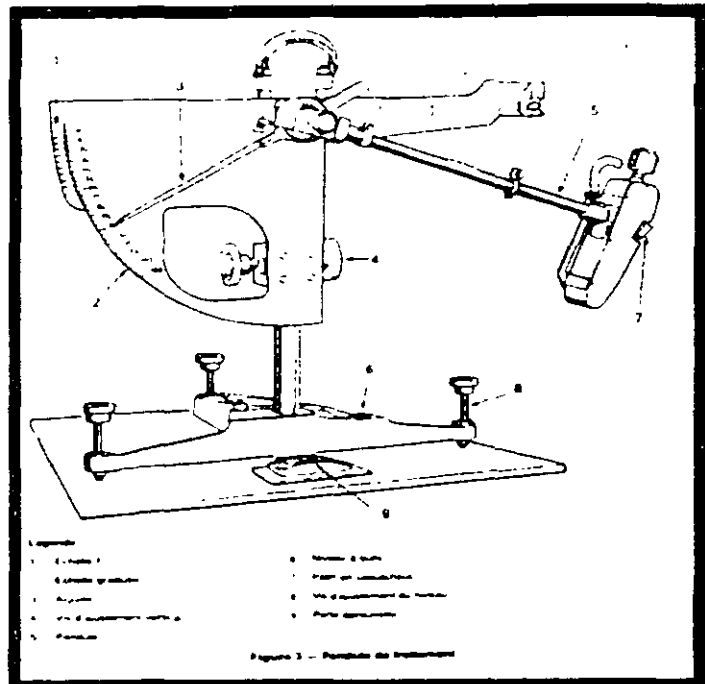


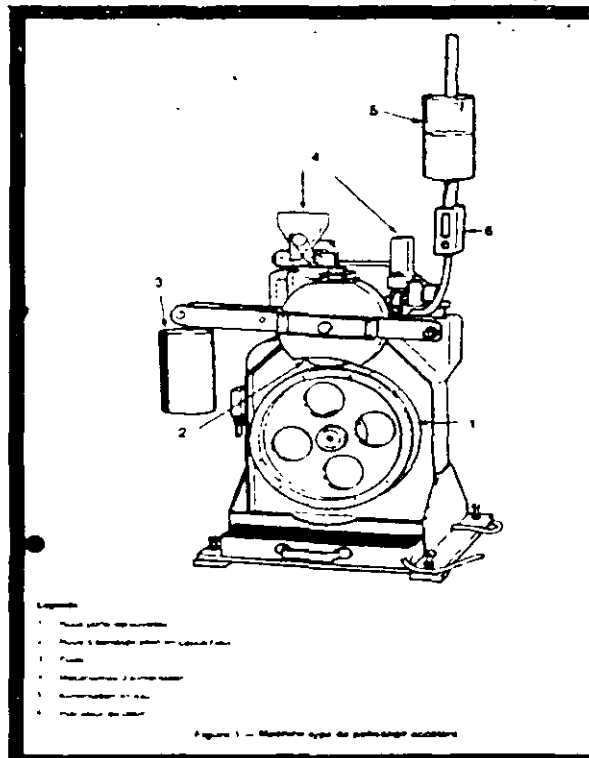
MÉTODO DE PRUEBA CEN: Micro-Deval (EN 1097-1)



COEFICIENTE DE PULIDO ACCELERADO (EN 1097-8)







CARACTERÍSTICAS DE LAS ARENAS:

- Equivalente de Arena EA
- Valor de Azul VBta*f

Determinar el grado de contaminación de los fillers en calidad y actividad de la fracción de arcilla.

Equivalente de arena EA

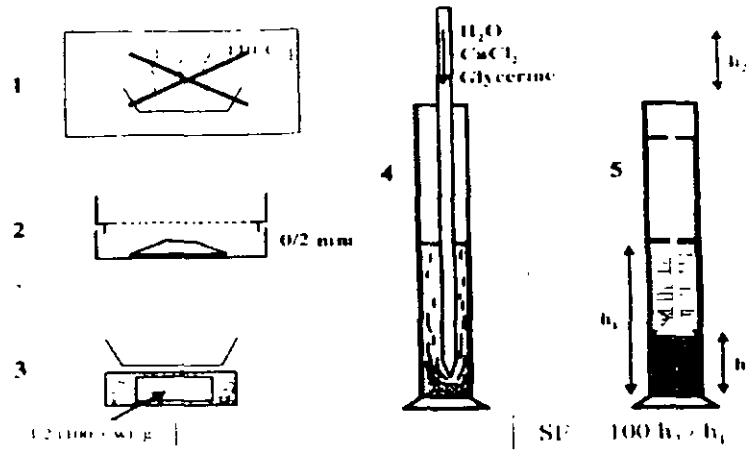
a	>60	Riego de sello BBM BBTM BBUM altos tránsitos
b	>50	Siempre en carpetas
c	>40	Bases negras y binder

Azul VBta* f

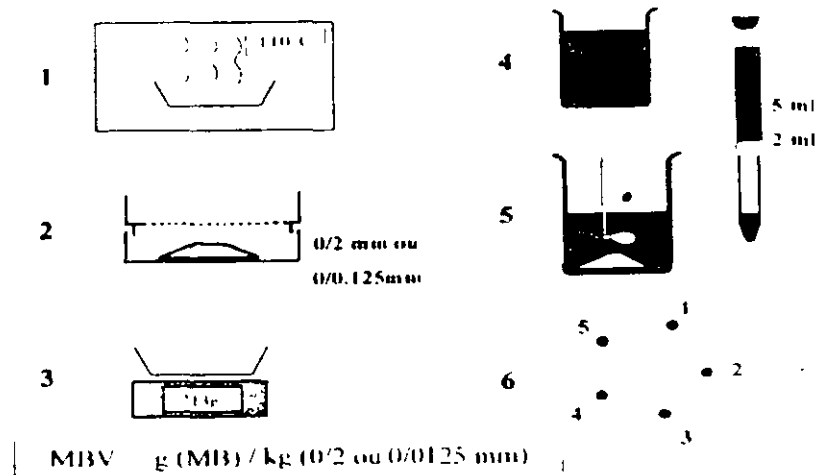
a	<20	Riegos de sello BBM BBTM BBUM altos tránsitos
b	<25	Siempre en carpetas
c	<30	Bases negras y binder

*f = % de filler de la fracción 0/2
 VBta = Cantidad de azul (Polvo) en grs necesaria para saturar 100 grs de fillers.

MÉTODO DE PRUEBA: EQUIVALENTE DE ARENA (EN 933-8)



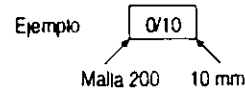
MÉTODO DE PRUEBA: AZUL DE METILENO (EN 933-9)



TÉCNICAS NUEVAS

CAPAS DE RODAMIENTO

BBM: Concretos Asfálticos Delgados:	NO	0/10	0/14
BBTM: Concretos Asfálticos Muy Delgados	0/6	0/10	0/14
BBUM: Concretos Asfálticos Ultra Delgados:	0/6	0/10	0/14
OTROS: Concretos Asfálticos Fónicos:	0/6	Drenantes	
Concretos Asfálticos Drenantes:	0/6	0/10	0/14



BBM: Concretos Asfálticos Delgados

Una familia muy numerosa

Mezclas para mantenimiento de primera generación

Características:

Granulometría 0/10 0/14 (discontinuos o continuos)

% de finos. 8 a 12% para 0/10 - 0/14

% de asfalto: 5.5 a 6% para 0/10 - 0/14

Impermeabilidad:

Si fuerte discontinuidad -> Mediana

Si baja discontinuidad -> Buena

Rugosidad:

Buena a muy buena según tipo de fórmula (HSV de 0.7 a 1) (Mancha de Arena).

BBM: Concretos Asfálticos Delgados

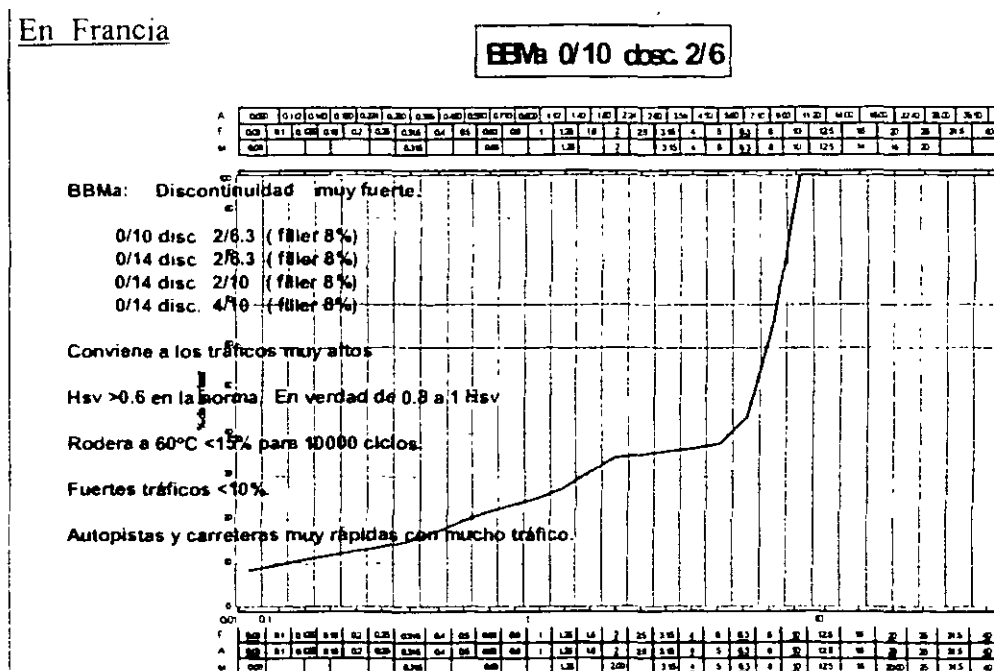
Condiciones de utilización.

- Baja deformabilidad del soporte
- Estado del soporte
- Liga al soporte
- Espesor 3 a 4 cm

Recomendaciones de uso:

- Mantenimiento de las calzadas de baja deformabilidad
- Calzadas nuevas o reforzadas

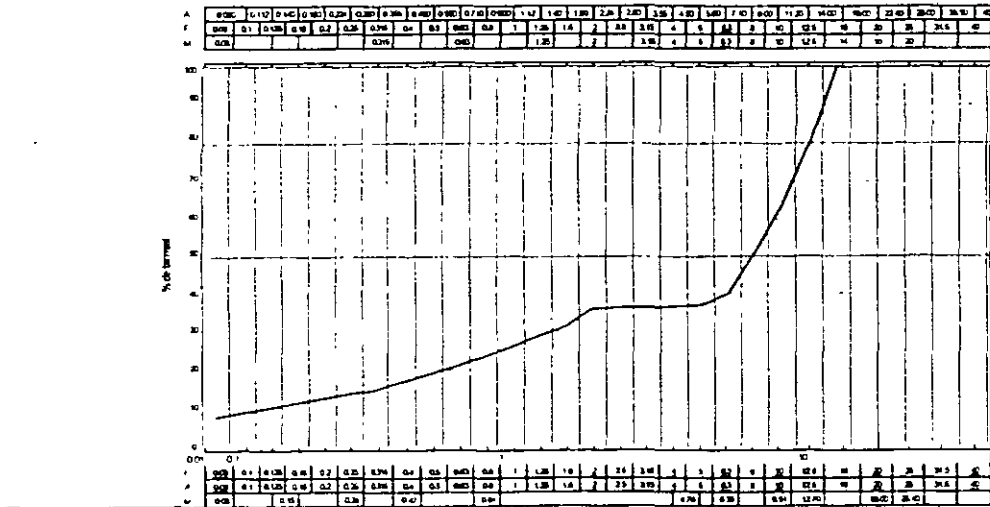
CUANDO SE UTILIZA CADA TIPO DE MEZCLAS



CUANDO SE UTILIZA CADA TIPO DE MEZCLAS

En Francia

BBMa 0/14 disc. 2/6



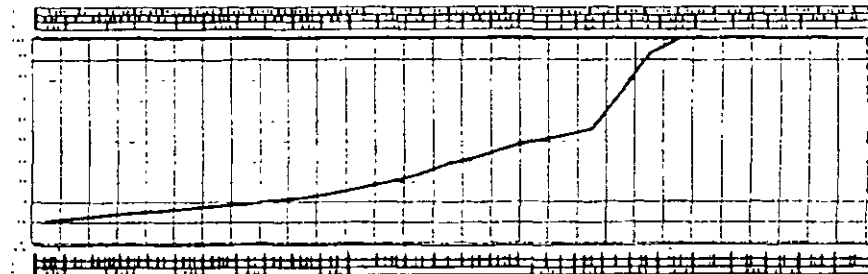
CUANDO SE UTILIZA CADA TIPO DE MEZCLAS

BBMb. Discontinuidad es pequeña.

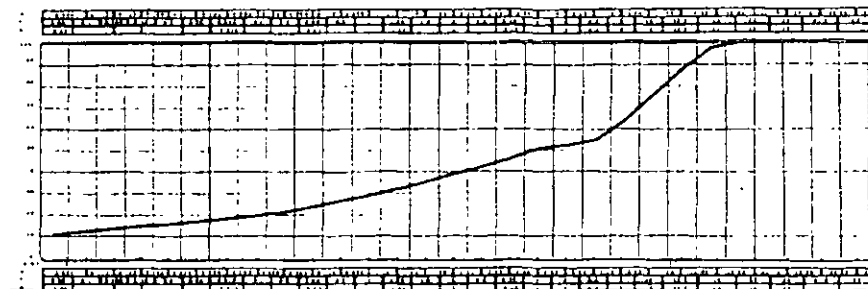
0/10 disc 4/6.3 (filler 11%)

0/14 disc 4/6.3 (filler 11%)

BBMb 0/10 disc 4/6



BBMb 0/14 disc 4/6

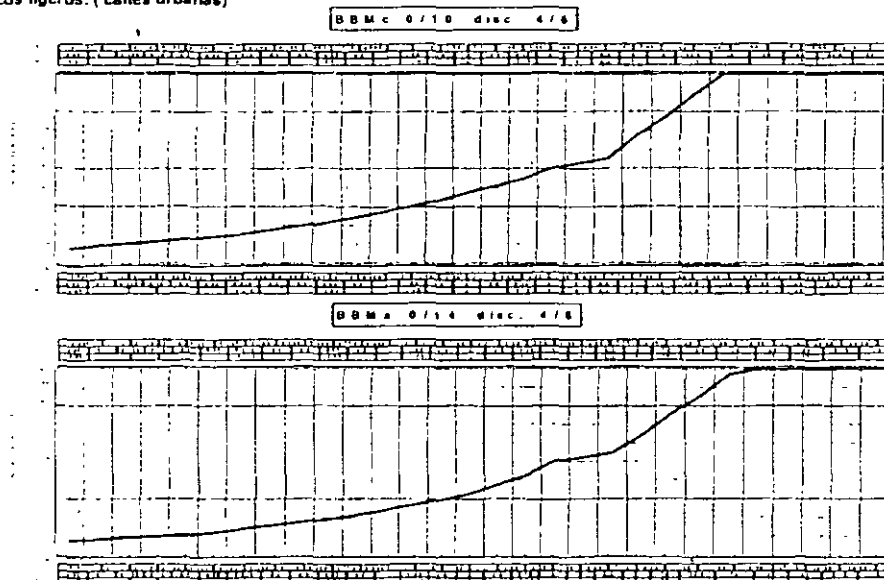


CUANDO SE UTILIZA CADA TIPO DE MEZCLAS

BBMc Discontinuidad es pequeña

0/10 disc. 4/6.3 (filler 8%)
0/14 disc. 4/6.3 (filler 8%)

Tráficos ligeros. (calles urbanas)



BBTM: Concretos Asfálticos Muy Delgados

- Mezclas para mantenimiento de segunda generación
- Espesores entre 2 y cm: 40 a 60 kg/m²
- Excelente respuesta a los objetivos del mantenimiento de la superficie:

Granularidad: 0/6 0/10 0/14

%de finos: 5a10%

% de asfalto: 5.5 a 6%

Rugosidad (HsV de 1 a 1.2) (Mancha de Arena de Arena)

Drenabilidad de superficie

Costo menor

BBTM: Concretos Asfálticos Muy Delgados

- Cemento asfáltico puro

Posible para tránsito no demasiado fuerte <150 camiones/día

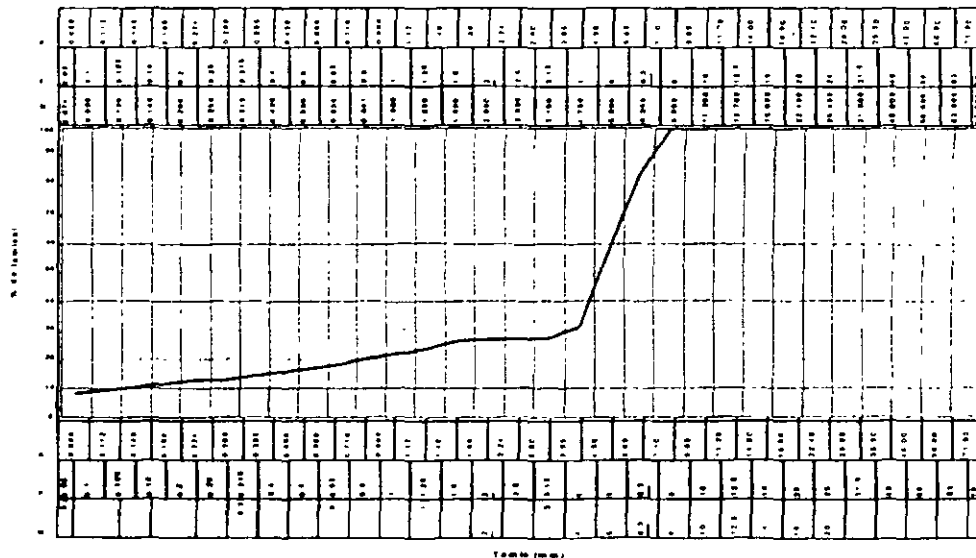
- Modificado:

El más aconsejado:

**Prolonga la vida útil
Superior desempeño mecánico**

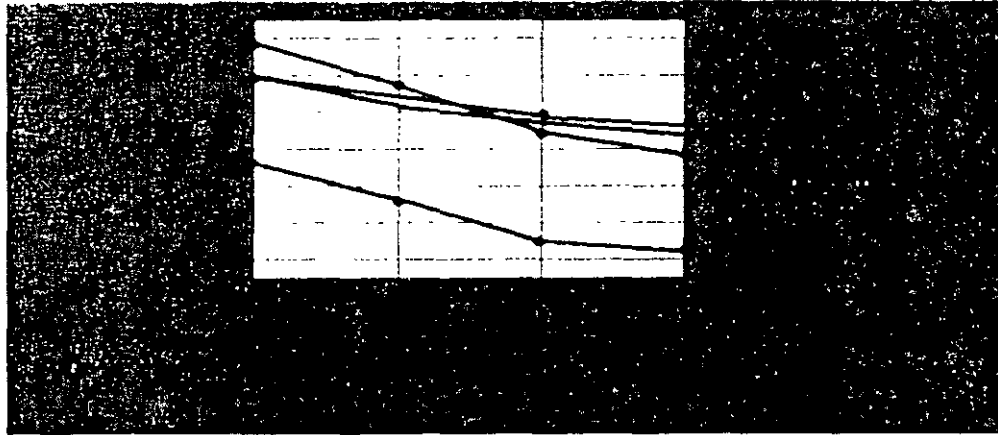
- Excelente rugosidad y drenabilidad de superficie
- Impermeabilización de la calzada hecha por el riego de liga
- Su desarrollo es muy importante
- Implica un soporte en muy buen estado
- BBTM: 0/6 0/10 0/14

BBTM 0/6
Rugueux disc. 2/4 type 1



BBTM: Concretos Asfálticos Muy Delgados

Diagrama CFL: Coeficiente de Fricción Longitudinal



BBUM: Concretos Asfálticos Ultra Delgados

- Mezclas para mantenimiento de 3a. generación
- Espesor de 1cm a 2 cm: 25 kg/m² a 40 kg/m²
- Excelente respuesta a los objetivos de mantenimiento de la superficie con un costo relativamente bajo
- Granulometría mayormente 0/10 (0/6 en zonas urbanas)

BBUM: Concretos Asfálticos Ultra Delgados

Cemento asfáltico. Modificados (con fibras en algunos casos)

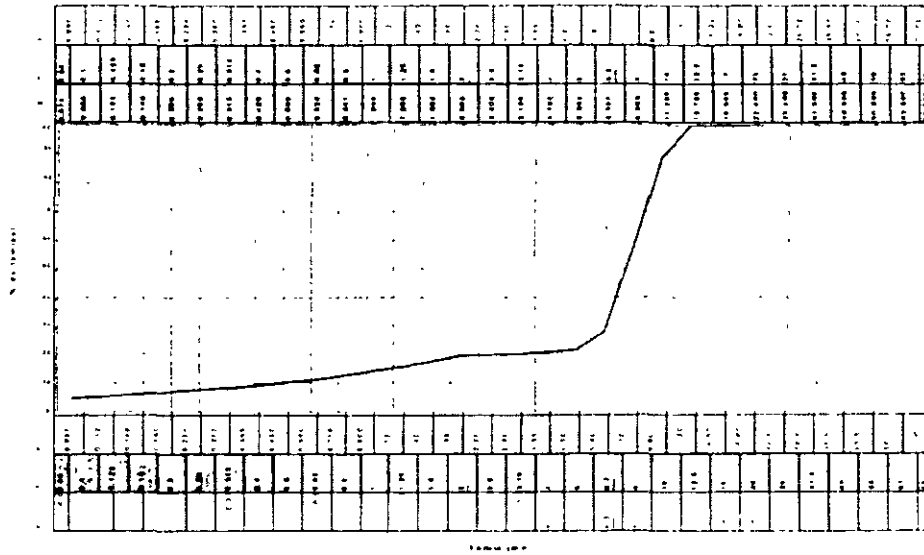
- Muy raramente con asfaltos puros (Tránsito muy bajo)

Excelente rugosidad

Importancia fundamental del riego de liga. Emulsión modificada indispensable

Por eso: Maquinaria de aplicación Específica

Pavimentadora Equipada de un tanque de Emulsión y una barra de riego, justo antes de colocar la mezcla.



PRECAUCIONES INDISPENSABLES

CALIDAD DEL SOPORTE

- Deflexiones máximas
- Impermeabilización
- Tolerancias geométricas

TENDIDO

- Condiciones de temperatura
- Excelente calidad del riego de sello
- Compactación

CALIDAD DEL SOPORTE

DEFLEXIONES MÁXIMAS

	T3	T2	T1	T0
Tránsito	<150	150-300	300-750	750-1200
BBM/BBTM	100	80	65	50

Deflexiones medidas sobre por lo menos 10 cms de Mezcla Asfáltica

RIEGO DE LIGA

BBM	500 gr/m ² → 700 gr/m ²	Según Tránsito
BBTM	650 gr/m ² → 850 gr/m ² Tránsito	Modificada Fuertes
BBUM	650 gr/m ² → 850 gr/m ²	Modificada Siempre

DEFORMACIONES MÁXIMAS

BBM	0/10 - 0/14	< 2cm
BBTM	0/6 - 0/10 - 0/14	< 1cm
BBUM	0/6 - 0/10 - 0/14	< 1cm

CONDICIONES DE TENDIDO

CONDICIONES DE TEMPERATURA

	T°C Soporte	T°C Tornillos	T°C Compactación
BBM	> 10	> 150	> 135
BBTM			
BBUM			

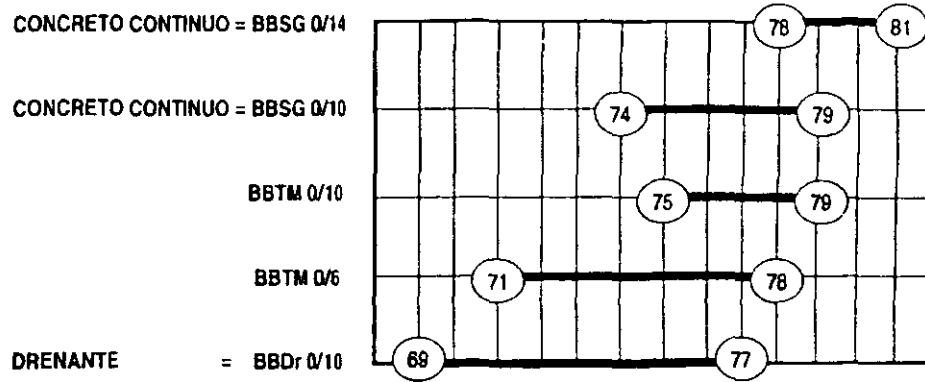
CALIDAD DEL RIEGO DE LIGA

	Equipo Tradicional	Máq. Específica
BBM	SI	Aconsejado
BBTM	No Aconsejado	Muy Aconsejado
BBUM	NO	Obligatorio

MEDIOS DE COMPACTACION

	Vibración	Plancha	Neumático
BBM	SI	SI	Posible
BBTM	NO	SI	NO
BBUM	NO	SI	NO

COMPARATIVO DE LOS RUIDOS DE RODAMIENTO



*Informe de Laboratorio Regional de los Puentes y Caminos de Estrasburgo (Francia)

2.4.- Asfaltos modificados con polímeros

ANTECEDENTES.-

En 1873, se le concedió a Samuel Whiting la patente para una mezcla de asfalto para pavimento que contenía 1 % en peso de hule látex de la planta balata. Aunque no hay registro de caminos que hayan usado este material, una empresa francesa tendió caminos de asfalto modificado con hule en el año 1902. Como resultado, los técnicos en pavimentos de asfalto han estado agregando polímeros a los aglomerantes casi desde que se comenzó a pavimentar con asfalto.

Este breve recuento histórico sólo nos aclara que el uso de polímeros en el asfalto no es una aplicación nueva a nivel mundial. El uso de polímeros sintéticos está limitado, obviamente a su disponibilidad comercial. Sin embargo, los polímeros estireno-butadieno (SBS y SBR látex) se han usado para modificar el asfalto con el fin de mejorar los pavimentos en Europa y en los Estados Unidos por más de 20 años.

A través de todos estos años, los asfaltos modificados con polímeros han recibido mayor aceptación por varias razones:

- Los factores del tráfico se han incrementado, específicamente hay mayores volúmenes de tráfico, más alto porcentaje de camiones, cargas más pesadas y las presiones de las llantas se incrementaron (el tránsito de camiones de carga se ha duplicado en sólo 15 años y la tendencia va en aumento).
- Demoras en los trabajos de mantenimiento debido a escasez de fondos.
- Incrementos en costos han creado la tendencia a construir pavimentos menos gruesos, reduciendo de esta manera la vida de servicio de los mismos.

En una revisión de la situación mundial actual sobre el uso de asfaltos para pavimentos, se clasificaron en los siguientes grupos:

- 1.- Asfalto convencional.
- 2.- Asfalto modificado con elastómeros, plastómeros, látex o hule molido de neumáticos.
- 3.- Asfalto con aditivos, como las fibras, asfalto natural, plástico reciclado o aminas.
- 4.- Asfalto especial (de refinación especial), como el asfalto duro, el pigmentado y el multigrado.

El organismo internacional denominado PIARC llevó a cabo una encuesta en 27 países sobre el uso de asfaltos modificados en el año de 1997, y en esta encuesta se obtuvieron las respuestas siguientes a la pregunta de porqué en algunos países no usan asfaltos modificados:

- No son necesarios por condiciones normales de clima y tráfico
- Falta de especificaciones de calidad en el país
- Altos costos del modificador.
- Problemas para el reciclado en caliente.
- Desconocimiento de los costos reales.

También se obtuvo en esta encuesta la situación siguiente en el uso de asfaltos modificados:

Asfalto convencional: 96 %		
Asfalto no convencional: 4 %	Asfalto especial: 9 %	
	Asfalto con aditivos: 31 %	
	Asfalto modificado: 60 %	Elastómeros: 78 %
		Plastómeros: 13 %
		Hule molido: 7 %
Otros: 2 %		

APLICACIÓN DE LOS ASFALTOS MODIFICADOS.-

En los pavimentos de tipo asfáltico, se presentan principalmente los siguientes tipos de deterioros en las capas asfálticas.

- Deformación permanente
- Agrietamiento por fatiga
- Agrietamiento por baja temperatura
- Daños por humedad
- Agrietamiento por envejecimiento
- Deformaciones por exceso de asfalto
- Desprendimientos por mala afinidad
- Defectos constructivos

Para reducir estos tipos de fallas en los pavimentos, se utilizan diversos aditivos o modificadores, los cuales mejoran alguna o varias de las propiedades de las mezclas asfálticas, a fin de retardar la aparición de deterioros. En la tablas siguientes se indican diversos tipos de aditivos y modificadores, con sus efectos para resolver algunos deterioros:

Llenantes minerales (Cal, ceniza, cemento hidráulico, humo de sílice)	Deformación permanente
	Susceptibilidad a la humedad
Anti strips (Amidoaminas grasas, poliaminas, cal	Susceptibilidad a la humedad

hidratada)	
Fibras (Polipropileno, celulosa, minerales, metálicas)	Deformación permanente
	Agrietamiento por fatiga
	Agrietamiento por baja temperatura
Polímeros elastoméricos (Copolímeros en bloque: SB-SBS-SIS, látex de estireno butadieno)	Deformación permanente
	Agrietamiento por fatiga
	Agrietamiento por baja temperatura
	Agrietamiento por envejecimiento
Polímeros Plastoméricos (Polipropileno, etil-vinil-acetato EVA, polietileno)	Deformación permanente
	Agrietamiento por fatiga
Hule molido de llantas	Deformación permanente
	Agrietamiento por fatiga
	Agrietamiento por baja temperatura

Las mejoras que se han observado al modificar asfaltos con polímeros son las siguientes:

- Resistencia al agrietamiento por fatiga
- Resistencia a la deformación permanente
- Menor sensibilidad a cambios de temperatura
- Mayor resistencia al agrietamiento por temperatura
- Mejor resistencia al impacto
- Menor desprendimiento del agregado
- Mejor resistencia a la humedad
- Menor endurecimiento asociado al envejecimiento

Las propiedades anteriores abarcarían toda la gama de las mismas que pueden ser mejoradas al agregar polímeros, pero las mejoras específicas dependerán en buena medida también de las propiedades iniciales del asfalto empleado.

Un ejemplo de algunas de las propiedades mejoradas se observa en la tabla siguiente, en donde el material utilizado en este caso para realizar la modificación corresponde a látex de neopreno:

PROPIEDAD	ASFALTO SIN MODIFICAR	ASFALTO+NEOPRENO
Ablandamiento (° F)	114	117
Penetración (25°C /100 g /5")	86	82
Ductilidad (5 °C cm)	10	56
% de recuperación		
30 segundos	5	18
30 minutos	7	25
Dureza (in-lb)	23	68
Tenacidad (in-lb)	4	50

Los polímeros tradicionales empleados en los últimos años, están formados básicamente por cuatro diferentes tipos de materiales. Todos ellos han mostrado ser adecuados para modificar asfaltos, aunque su principal mercado lo han constituido otras aplicaciones:

POLIMERO	PRINCIPAL APLICACIÓN
Neopreno	Industria de adhesivos, hules, bandas, mangueras.
Hule estireno butadieno (SBR)	Adhesivos, hules-llantas.
Estireno-butadieno-estireno (SBS)	Industria de adhesivos, hules.
Elvax (copolímero etileno-acetato de vinilo)	Adhesivos, plástico en general.

Al parecer, la forma en que interactúa el polímero con el asfalto es formando una red elástica dentro del mismo. Esta estructura elástica es la que modifica las propiedades mecánicas y térmicas del asfalto.

SELECCIÓN DEL POLÍMERO.-

Para seleccionar cualquier polímero se recomienda siempre realizar pruebas a nivel laboratorio antes de hacerlo en el campo, esto con el fin no sólo de ver qué polímero proporciona las mejores propiedades para el tipo de asfalto y agregado disponible y de acuerdo con las propiedades por mejorar, sino también para determinar la cantidad de polímero óptima a emplear.

Es importante resaltar que para obtener los beneficios asociados a la modificación con polímeros, es necesario que la formulación asfalto-agregado-vacios esté correctamente diseñada. Un contenido de asfalto superior al óptimo no sólo hace más cara la mezcla final, sino que además provoca un pobre desempeño aún con la presencia de un alto porcentaje de polímero.

A continuación se presentan los principales parámetros a considerar en la selección del polímero a emplear:

Equipo	Equipo requerido para realizar la mezcla, como es el tipo y potencia del agitador.
Tiempo de mezclado	Tiempo requerido para lograr la completa integración del polímero.
Nivel	Cantidad de polímero requerido como porcentaje en peso del asfalto empleado.
Otros aditivos	Requerimiento de solventes o aditivos adicionales.
Manejo	Facilidad de manejo asfalto-polímero.
Estabilidad	Posibilidad de la mezcla a ser almacenada por periodos largos.
Presentación del asfalto	Posibilidad de integrarse al tipo de mezcla asfáltica disponible (cemento, emulsión, etc.).

Por supuesto, la selección final deberá recaer en aquél material que cumpliendo con los estándares técnicos establecidos o buscados, resulte con el menor costo total.

Aún cuando el costo desempeño de cada polímero varía dependiendo del tipo de asfalto disponible, diseño de la mezcla y cantidad de polímero, en la siguiente tabla se intenta presentar un resumen de las características promedio de los materiales tradicionalmente empleados en la modificación de asfalto:

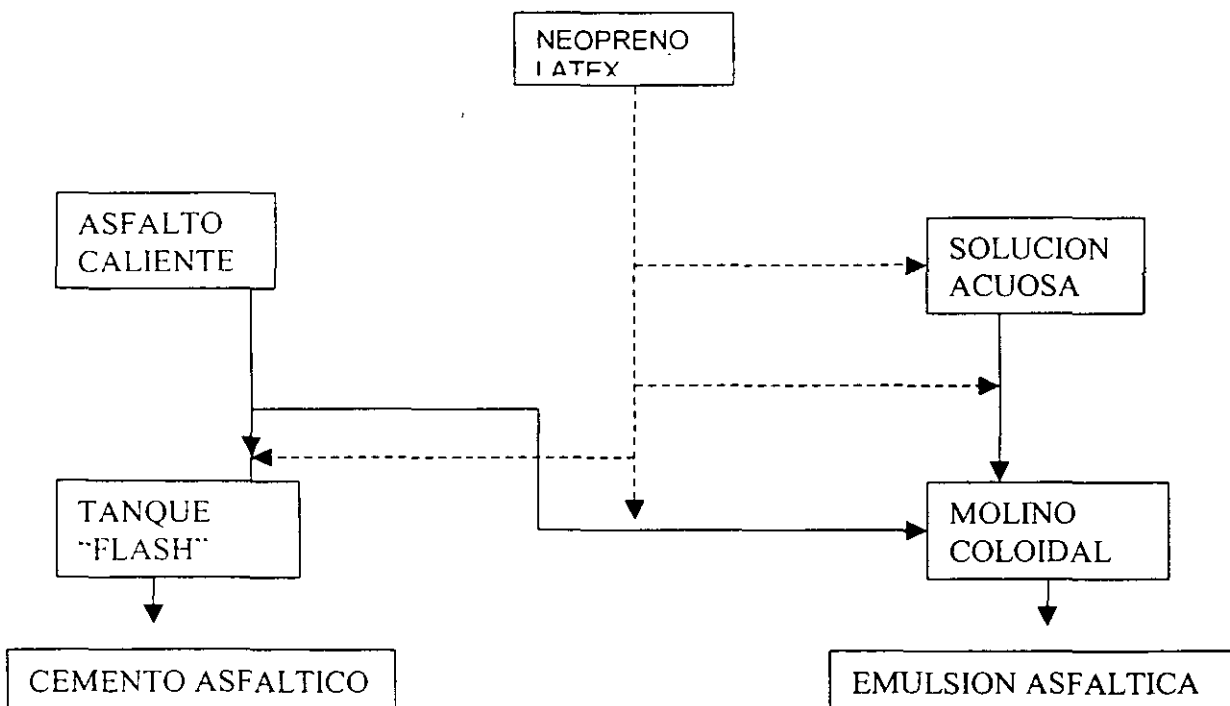
Polímero	Desempeño	Mezclado	Presentación	Cantidad requerida	Precio
SBR	Moderado-Bueno	1	Látex	1-3 %	M
ELVAX	Moderado-Bueno	1	Pellets	2-5 %	M
NEOPRENO	Bueno-Alto	1	Látex	1-3 %	A
SBS	Bueno-Alto	2	Pellets	3 %	M

1 Fácil mezclado 2 Difícil mezclado M-Moderado A-Alto

ADICIÓN DEL POLÍMERO.-

La forma de adicionar e integrar el polímero al asfalto, dependerá de la presentación en que se tenga el asfalto, es decir, si se parte de un cemento asfáltico, asfalto rebajado o emulsión asfáltica. Para el caso de modificación con emulsiones asfálticas, la alternativa es emplear polímero en forma de látex.

La forma de adicionar el polímero en las emulsiones asfálticas dependerá mucho del tipo de equipo disponible y facilidad de operación de la planta de asfalto. Las alternativas pueden observarse en la siguiente figura:



Cuando lo que se empleará será cemento asfáltico, se puede emplear tanto neopreno látex como polímero en forma de pellets, siendo esta la alternativa más común por la facilidad de manejo del polímero sólido.

A fin de seleccionar adecuadamente el equipo para la producción de la mezcla asfalto-polímero, los elementos a considerar son:

- Cantidad de asfalto a modificar por jornada
- Temperatura requerida para realizar la mezcla
- Tiempo requerido para el mezclado
- Tiempo requerido para el "curado" de la mezcla
- Condiciones de almacenamiento de la mezcla

CLASIFICACIÓN DE MATERIALES ASFÁLTICOS MODIFICADOS.-

Las agencias de carreteras de diversos países han adoptado una clasificación de los modificadores para asfaltos, misma que también ha sido adoptada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes de nuestro país. La definición y clasificación de estos modificadores se presenta a continuación:

Los materiales asfálticos modificados son el producto de la disolución o incorporación en el asfalto, de un polímero o hule molido de neumáticos, que son sustancias estables en el tiempo y a cambios de temperatura, que se le añaden al material asfáltico para modificar sus propiedades físicas y reológicas, y disminuir su susceptibilidad a la temperatura y a la humedad, así como a la oxidación. Los modificadores producen una actividad superficial iónica, que incrementa la adherencia en la interfase entre el material pétreo y el material asfáltico, conservándola aún en presencia del agua. También aumentan la resistencia de las mezclas asfálticas a la deformación y a los esfuerzos de tensión repetidos y por lo tanto a la fatiga y reducen el agrietamiento, así como la susceptibilidad de las capas asfálticas a las variaciones de temperatura. Estos modificadores por lo general se aplican directamente al material asfáltico, antes de mezclarlo con el material pétreo. Los principales modificadores utilizados en los materiales asfálticos son:

Polímero Tipo I

Es un modificador de asfaltos que mejora el comportamiento de mezclas asfálticas tanto a altas como a bajas temperaturas. Es fabricado con base en bloques de estireno, polímeros elastoméricos radiales de tipo bibloque o tribloque, mediante configuraciones como Estireno-Butadieno-Estireno (SBS) o Estireno-Butadieno (SB), entre otras. Se utiliza en mezclas asfálticas para carpetas delgadas y carpetas estructurales de pavimentos con elevados índices de tránsito y de vehículos pesados, en climas fríos y cálidos, así como para elaborar emulsiones que se utilicen en tratamientos superficiales.

Polimero Tipo II

Es un modificador de asfaltos que mejora el comportamiento de mezclas asfálticas a bajas temperaturas. Es fabricado con base en polímeros elastoméricos lineales, mediante una configuración de caucho de Estireno, Butadieno-Látex o Neopreno-Látex. Se utiliza en todo tipo de mezclas asfálticas para pavimentos en los que se requiera mejorar su comportamiento de servicio, en climas fríos y templados, así como para elaborar emulsiones que se utilicen en tratamientos superficiales.

Polimero Tipo III

Es un modificador de asfaltos que mejora la resistencia al ahuellamiento de las mezclas asfálticas, disminuye la susceptibilidad del cemento asfáltico a la temperatura y mejora su comportamiento a altas temperaturas. Es fabricado con base en un polímero del tipo plastómero, mediante configuraciones como Etil-Vinil-Acetato (EVE) o polietileno de alta o baja densidad (HDPE, LDPE), entre otras. Se utiliza en climas calientes, en mezclas asfálticas para carpetas estructurales de pavimentos con elevados índices de tránsito, así como para elaborar emulsiones que se utilicen en tratamientos superficiales.

Hule Molido De Neumáticos

Es un modificador de asfaltos que mejora la flexibilidad y resistencia a la tensión de las mezclas asfálticas, reduciendo al aparición de grietas por fatiga o por cambios por temperatura. Es fabricado con base en el producto de la molienda de neumáticos. Se utiliza en carpetas delgadas de granulometría abierta y tratamientos superficiales.

REQUISITOS DE CALIDAD PARA ASFALTOS MODIFICADOS.-

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes de nuestro país ha formulado unas normas de calidad para los asfaltos modificados que se elaboren con base en un cemento asfáltico tipo AC-20, el cual es el que principalmente se utiliza en el medio nacional. Se han considerado los requisitos de calidad tanto para los polímeros de los tipos I, II, y III y el hule molido de neumáticos, como para el caso de emulsiones modificadas con polímeros de los tipos I y II, para tratamientos superficiales.

En los cuadros que se presentan a continuación pueden observarse los requisitos de calidad que deben cumplir los asfaltos modificados para pavimentos.

TABLA 1.- Requisitos de calidad para cementos asfálticos AC-5 y AC-20 modificados

Características	Tipo de cemento asfáltico (Tipo de modificador)				
	AC-5 (Tipo I ó II)	AC-20 (Tipo I)	AC-20 (Tipo II)	AC-20 (Tipo III)	AC-20 (Hule molido)
Del cemento asfáltico modificado:					
Viscosidad Saybolt-Furol a 135°C. s. máximo	500	1000	1000	1000	--
Viscosidad rotacional Brookfield a 135°C: Pa s. máximo	2	4	3	4	--
Viscosidad rotacional Brookfield (tipo Haake) a 177°C: Pa s. máximo	--	--	--	--	7
Penetración:					
• A 25°C, 100 g, 5 s; 10 ⁻¹ mm. mínimo	80	40	40	30	30
• A 4°C, 200 g, 60 s; 10 ⁻¹ mm. mínimo	40	25	25	20	15
Punto de inflamación Cleveland: °C. mínimo	220	230	230	230	230
Punto de reblandecimiento: °C. mínimo	45	55	55	53	57
Separación, diferencia anillo y esfera. °C. máximo	3	3	3	4	5
Recuperación elástica por torsión a 25°C: %, mínimo	25	30	30	15	40
Resiliencia, a 25°C: %, mínimo	20	20	20	25	30
Del residuo de la prueba de la película delgada, (3,2 mm, 50 g):					
Perdida por calentamiento a 163°C: %, máximo	1	1	1	1	1
Ductilidad a 4°C y 5 cm/min. cm. mínimo	10	7	10	5	5
Penetración a 4°C, 200 g, 60 s; 10 ⁻¹ mm. mínimo	--	--	--	--	10
Penetración retenida a 4°C, 200 g, 60 s: %, mínimo	65	65	65	55	75
Recuperación elástica en ductilometro a 25°C: %, mínimo	50	50	60	30	55
Incremento en temperatura anillo y esfera: °C. máximo	--	--	--	--	10
Módulo reológico de corte dinámico a 76°C (G'/sen δ): kPa. mínimo	--	2,2	2,2	2,2	2,2
Módulo reológico de corte dinámico a 64°C (G'/sen δ): kPa. mínimo	2,2	--	--	--	--
Angulo fase (δ) [visco-elasticidad], a 76°C: ° (grados). máximo	--	75	70	75	--
Angulo fase (δ) [visco-elasticidad], a 64°C: ° (grados). máximo	75	--	--	--	--

TABLA 2.- Requisitos de granulometría para hule molido

Malla		Tamaño nominal		
Abertura mm	Designación	H 20 % que pasa	H 40 % que pasa	H 80 % que pasa
2	N°10	100	--	--
1,18	N°16	75 - 100	--	--
0,85	N°20	59 - 90	100	--
0,6	N°30	25 - 60	75 - 100	100
0,425	N°40	10 - 40	55 - 90	80 - 100
0,3	N°50	0 - 20	25 - 60	60 - 100
0,15	N°100	0 - 10	0 - 30	4 - 70
0,075	N°200	0 - 5	0 - 10	0 - 20
Contenido mínimo de hule en el asfalto en masa: %		17	15	12

TABLA 3.- Requisitos de calidad para emulsión asfáltica modificada

Características	Valor
De la emulsión:	
Contenido de cemento asfáltico en masa; %, mínimo	60
Viscosidad Saybolt - Furol a 50°C; s	50-200
Asentamiento en 5 días; diferencia en %, máximo	3
Retenido de peso en malla N°20 en la prueba del tamiz; %, máximo	0,1
Carga eléctrica de las partículas	(+)
Disolvente en volumen; %, máximo	3
Demulsibilidad; %, mínimo	60
Índice de ruptura; %	80-140
Del residuo de la destilación:	
Penetración a 25°C. en 100 g y 5 s; 10 ⁻¹ mm	100-200
Ductilidad a 4°C, 5 cm/min; cm, mínimo	30
Recuperación elástica en ductilómetro a 25°C, 20 cm, 5 min; %, mínimo	40
Recuperación elástica en ductilómetro a 10°C, 20 cm, 5 min; %, mínimo	50

2.5 Granulometría para el diseño de mezclas asfálticas

INTRODUCCIÓN

En una mezcla asfáltica en caliente de pavimentación, el asfalto y el agregado son combinados en proporciones exactas. Las proporciones relativas de estos materiales determinan las propiedades físicas de la mezcla y, eventualmente, el desempeño de la misma como pavimento terminado. Existen dos métodos de diseño comúnmente utilizados para determinar las proporciones apropiadas de asfalto y agregado en una mezcla. Ellos son el Método Marshall y el Método Hveem.

Ambos métodos de diseño son ampliamente usados en el diseño de mezclas asfálticas de pavimentación. La selección y uso de cualquiera de estos métodos de diseño de mezclas es, principalmente, asunto de gustos en ingeniería, debido a que cada método contiene características y ventajas singulares. Cualquier método puede ser usado con resultados satisfactorios.

CARACTERÍSTICAS Y COMPORTAMIENTO DE LA MEZCLA

Una muestra de mezcla de pavimentación preparada en el laboratorio puede ser analizada para determinar su posible desempeño en la estructura del pavimento. El análisis está enfocado hacia cuatro características de la mezcla, y la influencia que estas puedan tener en el comportamiento de la mezcla. Las cuatro características son:

- Densidad de la mezcla
- Vacíos de aire, o simplemente vacíos
- Vacíos en el agregado mineral
- Contenido de asfalto

DESIDAD

La densidad de la mezcla compactada está definida como su peso unitario (el peso de un volumen específico de mezcla). La densidad es una característica muy importante para el inspector, debido a que es esencial tener una alta densidad en el pavimento terminado para obtener un rendimiento duradero.

En las pruebas y el análisis de diseño de mezclas, la densidad de la muestra compactada se expresa, generalmente, en kilogramos por metro cúbico (kg/m^3) o libras por pie cúbico (lb/ft^3). La densidad es calculada al multiplicar la gravedad específica total de la mezcla por la densidad del agua ($1,000 \text{ kg/m}^3$ o 62.416 lb/ft^3). La densidad obtenida en el laboratorio se convierte en la densidad patrón, y es usada como referencia para determinar si la densidad del pavimento terminado es, o no, adecuada. Las especificaciones usualmente requieren que la densidad del pavimento sea un porcentaje de la densidad del laboratorio. Esto se debe a que muy rara vez la compactación in-situ logra las densidades que se obtienen usando los métodos normalizados de compactación de laboratorio.

VACÍOS DE AIRE (o simplemente vacíos)

Los vacíos de aire son espacios pequeños de aire, o bolsas de aire, que están presentes entre los agregados revestidos en la mezcla final compactada. Es necesario que todas las mezclas densamente graduadas contengan cierto porcentaje de vacíos para permitir alguna compactación adicional bajo el tráfico, y proporcionar espacios a donde pueda fluir el asfalto durante esta compactación adicional. El porcentaje permitido de vacíos (en muestras de laboratorio) para capas de base y capas superficiales está entre 3 y 5 por ciento, dependiendo del diseño específico.

La durabilidad de un pavimento asfáltico es función del contenido de vacíos. La razón de esto es que entre menor sea la cantidad de vacíos, menor va a ser la permeabilidad de la mezcla. Un contenido demasiado alto de vacíos proporciona pasajes, a través de la mezcla, por los cuales puede entrarse agua y el aire, y causar deterioro. Por otro lado, un contenido demasiado bajo de vacíos puede producir exudación de asfalto, una condición en donde el exceso de asfalto es exprimido fuera de la mezcla hacia la superficie.

La densidad y el contenido de vacíos están directamente relacionados. Entre más alta la densidad, menor es el porcentaje de vacíos en la mezcla, y viceversa. Las especificaciones de la obra requieren, usualmente, una densidad que permita acomodar el menor número posible (en la realidad) de vacíos; preferiblemente menos del 8 por ciento.

VACÍOS EN EL AGREGADO MINERAL

Los vacíos en el agregado mineral (VMA) son los espacios de aire que existen entre las partículas de agregado en una mezcla compactada de pavimentación, incluyendo los espacios que están llenos de asfalto.

El VMA representa el espacio disponible para acomodar el volumen efectivo de asfalto (i.e. todo el asfalto menos la porción que se pierde, por absorción, en el agregado) y el volumen de vacíos necesario en la mezcla. Cuanto mayor sea el VMA, más espacio habrá disponible para las películas de asfalto. Existen valores mínimos para VMA los cuales están recomendados y especificados como función del tamaño del agregado. Estos valores se basan en el hecho de que cuanto más gruesa sea la película de asfalto que cubre las partículas de agregado, más durable será la mezcla. La Figura 3.1 ilustra el concepto de VMA y la Figura 3.2 presenta los valores requeridos.

Para que pueda lograrse un espesor durable de película de asfalto, se deben tener valores mínimos de VMA. Un aumento en la densidad de la graduación del agregado, hasta el punto donde se obtengan valores de VMA por debajo del mínimo especificado puede resultar en películas delgadas de asfalto y en mezclas de baja durabilidad y apariencia seca. Por lo tanto, es contraproducente y perjudicial, para la calidad del pavimento, disminuir el VMA para economizar en el contenido de asfalto.

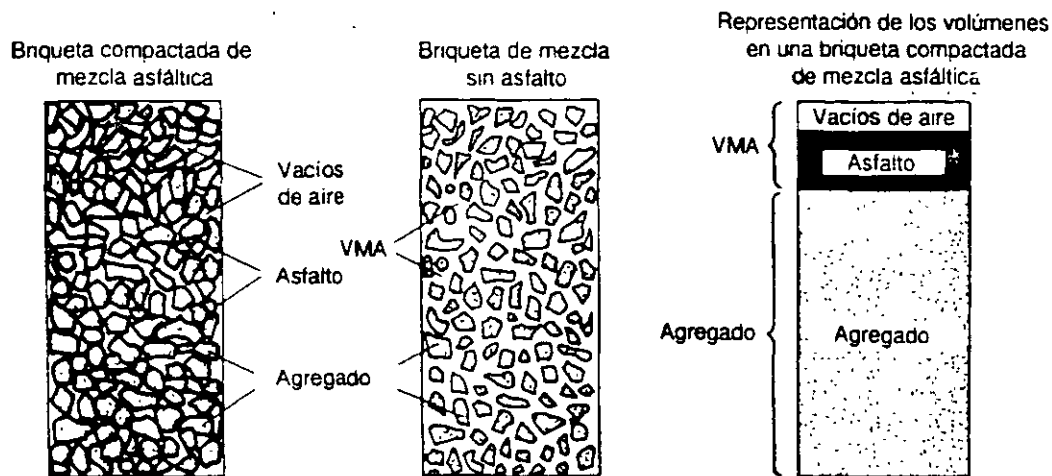


FIGURA 3.1 - Ilustración del VMA en una Probeta de Mezcla Compactada (Nota: para simplificar, el volumen de asfalto absorbido no es mostrado).

Tamaño Máximo en mm		VMA mínimo, por ciento		
Porcentaje		Vacíos de Diseño, por ciento ³		
mm	in	3.0	4.0	5.0
1.18	No. 16	21.5	22.5	23.5
2.36	No. 8	19.0	20.0	21.0
4.75	No. 4	16.0	17.0	18.0
9.5	3/8	14.0	15.0	16.0
12.5	1/2	13.0	14.0	15.0
19.0	3/4	12.0	13.0	14.0
25.0	1.0	11.0	12.0	13.0
37.5	1.5	10.0	11.0	12.0
50	2.0	9.5	10.5	11.5
63	2.5	9.0	10.0	11.0

¹ Especificación Normal para Tamaños de Tamices usados en Pruebas, ASTM E 11 (AASHTO M 82)
² El tamaño máximo nominal de partícula es un tamaño más grande que el primer tamiz que retiene más de 10 por ciento del material.
³ Interpola el VMA mínimo para los valores de vacíos de diseño que se encuentren entre los que están citados.

FIGURA 3.2 - Vacíos en el Agregado Mineral (Requisitos de VMA).

CONTENIDO DE ASFALTO

La proporción de asfalto en la mezcla es importante y debe ser determinada exactamente en el laboratorio, y luego controlada con precisión en la obra. El contenido de asfalto de una mezcla particular se establece usando los criterios (discutidos más adelante) dictados por el método de diseño seleccionado.

El contenido óptimo de asfalto de una mezcla depende, en gran parte, de las características del agregado, tales como la granulometría y la capacidad de absorción. La granulometría del agregado está directamente relacionada con el

contenido óptimo de asfalto. Entre más finos contenga la graduación de la mezcla, mayor será el área superficial total y mayor será la cantidad de asfalto requerida para cubrir, uniformemente, todas las partículas. Por otro lado, las mezclas más gruesas (agregados más grandes) exigen menos asfalto debido a que poseen menos área superficial total.

La relación entre el área superficial del agregado y el contenido óptimo de asfalto es más pronunciada cuando hay relleno mineral (fracciones muy finas de agregado que pasan a través del tamiz de 0.075 mm (No. 200)). Los pequeños incrementos en la cantidad de relleno mineral, pueden absorber, literalmente, gran parte del contenido de asfalto, resultando en una mezcla inestable y seca. Las pequeñas disminuciones tienen el efecto contrario: poco relleno mineral resulta en una mezcla muy rica (húmeda). Cualquier variación en el contenido de relleno mineral causa cambios en las propiedades de la mezcla, haciéndola variar de seca a húmeda. Si una mezcla contiene poco, o demasiado, relleno mineral, cualquier ajuste arbitrario, para corregir la situación, probablemente la empeorará. En vez de hacer ajustes arbitrarios, se deberá efectuar un muestreo y unas pruebas apropiadas para determinar las causas de las variaciones y, si es necesario, establecer otro diseño de mezcla.

La capacidad de absorción (habilidad para absorber asfalto) del agregado usado en la mezcla es importante para determinar el contenido óptimo de asfalto. Esto se debe a que se tiene que agregar suficiente asfalto a la mezcla para permitir absorción, y para que además se puedan cubrir las partículas con una película adecuada de asfalto. Los técnicos hablan de dos tipos de asfalto cuando se refieren al asfalto absorbido y al no-absorbido: contenido total de asfalto y contenido efectivo de asfalto.

El contenido total de asfalto es la cantidad de asfalto que debe ser adicionada a la mezcla para producir las cualidades deseadas en la mezcla. El contenido efectivo de asfalto es el volumen de asfalto no absorbido por el agregado; es la cantidad de asfalto que forma una película ligante efectiva sobre las superficies de los agregados. El contenido efectivo de asfalto se obtiene al restar la cantidad absorbida de asfalto del contenido total de asfalto.

La capacidad de absorción de un agregado es, obviamente, una característica importante en la definición del contenido de asfalto de una mezcla. Generalmente se conoce la capacidad de absorción de las fuentes comunes de agregado, pero es necesario efectuar ensayos cuidadosos cuando son usadas fuentes nuevas.

PROPIEDADES CONSIDERADAS EN EL DISEÑO DE MEZCLAS

Las buenas mezclas asfálticas en caliente trabajan bien debido a que son diseñadas, producidas y colocadas de tal manera que se logra obtener las propiedades deseadas. Hay varias propiedades que contribuyen a la buena calidad de pavimentos de mezclas en caliente. Estas incluyen la estabilidad, la durabilidad, la impermeabilidad, la trabajabilidad, la flexibilidad, la resistencia a la fatiga y la resistencia al deslizamiento.

El objetivo primordial del procedimiento de diseño de mezclas es el de garantizar que la mezcla de pavimentación posea cada una de estas propiedades. Por lo tanto, el inspector deberá estar consciente de qué significa cada una de estas propiedades, cómo es evaluada, y qué representa en términos de rendimiento del pavimento.

ESTABILIDAD

La estabilidad de un asfalto es su capacidad para resistir desplazamiento y deformación bajo las cargas del tránsito. Un pavimento estable es capaz de mantener su forma y lisura bajo cargas repetidas; un pavimento inestable desarrolla ahuellamientos (canales), ondulaciones (corrugación) y otras señas que indican cambios en la mezcla.

Los requisitos de estabilidad solo pueden establecerse después de un análisis completo del tránsito, debido a que las especificaciones de estabilidad para un pavimento dependen del tránsito esperado. Las especificaciones de estabilidad deben ser lo suficiente altas para acomodar adecuadamente el tránsito esperado, pero no más altas de lo que exijan las condiciones de tránsito. Valores muy altos de estabilidad producen un pavimento demasiado rígido y, por lo tanto, menos durable que lo deseado.

La estabilidad de una mezcla depende de la fricción y la cohesión interna. La fricción interna en las partículas de agregado (fricción entre partículas) esta relacionada con características del agregado tales como forma y textura superficial. La cohesión resulta de la capacidad ligante del asfalto. Un grado propio de fricción y cohesión interna, en la mezcla, previene que las partículas de agregado se desplacen unas respecto a otras debido a las fuerzas ejercidas por el tráfico.

En términos generales, entre más angular sea la forma de las partículas de agregado y más áspera sea su textura superficial, más alta será la estabilidad de la mezcla.

Cuando no hay agregados disponibles con características de alta fricción interna, se pueden usar mezclas más económicas, en lugares donde se espere tráfico liviano, utilizando agregados con valores menores de fricción interna.

La fuerza ligante de la cohesión aumenta con aumentos en la frecuencia de carga (tráfico). La cohesión también aumenta a medida que la viscosidad del asfalto aumenta, o a medida que la temperatura del pavimento disminuye. Adicionalmente, y hasta cierto nivel, la cohesión aumenta con aumentos en el contenido de asfalto. Cuando se sobrepasa este nivel, los aumentos en el contenido de asfalto producen una película demasiado gruesa sobre las partículas de agregado, lo cual resulta en pérdidas de fricción entre partículas. Existen muchas causas y efectos asociados con una estabilidad insuficiente en el pavimento. La Figura 3.3 enuncia varias de estas causas y efectos.

ESTABILIDAD BAJA

Causas	Efectos
Exceso de asfalto en la mezcla	Ondulaciones, ahuellamiento, y afloramiento o exudación
Exceso de arena de tamaño medio en la mezcla	Baja resistencia durante la compactación y posteriormente durante un cierto tiempo; dificultad para la compactación.
Agregado redondeado sin, o con pocas, superficies trituradas	Ahuellamiento y canalización

FIGURA 3.3 - Causas y Efectos de Inestabilidad en el Pavimento.

DURABILIDAD

La durabilidad de un pavimento asfáltico es su habilidad para resistir factores tales como la desintegración del agregado, cambios en las propiedades del asfalto (polimerización y oxidación), y separación de las películas de asfalto. Estos factores pueden ser el resultado de la acción del clima, el tránsito, o una combinación de ambos.

Generalmente, la durabilidad de una mezcla puede ser mejorada de tres formas. Estas son: usando la mayor cantidad posible de asfalto, usando una graduación densa de agregado resistente a la separación, y diseñando y compactando la mezcla para obtenerla máxima impermeabilidad.

La mayor cantidad posible de asfalto aumenta la durabilidad porque las películas gruesas de asfalto no se envejecen o endurecen tan rápido como lo hacen las películas delgadas. En consecuencia, el asfalto retiene, por más tiempo, sus características originales. Además, el máximo contenido posible de asfalto sella eficazmente un gran porcentaje de vacíos interconectados en el pavimento, haciendo difícil la penetración del aire y del agua. Por supuesto, se debe dejar un cierto porcentaje de vacíos en el pavimento para permitir la expansión del asfalto en los tiempos calidos.

Una graduación densa de agregado firme, duro, y resistente a la separación, contribuye, de tres maneras, a la durabilidad del pavimento. Una graduación densa proporciona un contacto mas cercano entre las partículas de agregado, lo cual mejora la impermeabilidad de la mezcla. Un agregado firme y duro resiste la desintegración bajo las cargas del tránsito. Un agregado resistente a la separación resiste la acción del agua y el tránsito, las cuales tienden a separar la película de asfalto de las partículas de agregado, conduciendo a la desintegración del pavimento. La resistencia de una mezcla a la separación puede ser mejorada, bajo ciertas condiciones, mediante el uso de compuestos adhesivos, o rellenos minerales como la cal hidratada.

La intrusión de aire y agua en el pavimento puede minimizarse si se diseña y compacta la mezcla para darle al pavimento la máxima impermeabilidad posible (ver Impermeabilidad en la sección siguiente) Existen muchas causas y efectos asociados con una poca durabilidad del pavimento. La Figura 3.4 presenta una lista de algunas de estas causas y efectos

IMPERMEABILIDAD

La impermeabilidad de un pavimento asfáltico es la resistencia al paso de aire y agua hacia su interior, o a través de el. Esta característica esta relacionada con el contenido de vacíos de la mezcla compactada, y es así como gran parte de las discusiones sobre vacíos en las secciones de diseño de mezcla se relacionan con impermeabilidad. Aunque el contenido de vacíos es una indicación del paso potencial de aire y agua a través de un pavimento, la naturaleza de estos vacíos es mas importante que su cantidad. El grado de impermeabilidad esta determinado por el tamaño de los vacíos, sin importar si están o no conectados, y por el acceso que tienen a la superficie del pavimento.

POCA DURABILIDAD

Causas	Efectos
Bajo contenido de asfaltos	Endurecimiento rápido del asfalto y desintegración por pérdida de agregado
Alto contenido de vacíos debido al diseño o a la falta de compactación	Endurecimiento temprano del asfalto seguido por agrietamiento o desintegración
Agregados susceptibles al agua (hidrofilicos)	Películas de asfalto se desprenden del agregado dejando un pavimento desgastado, o desintegrado

FIGURA 3.4 - Causas y Efectos de una Poca Durabilidad.

Aunque la impermeabilidad es importante para la durabilidad de las mezclas compactadas, virtualmente todas las mezclas asfálticas usadas en la construcción de carreteras tienen cierto grado de permeabilidad. Esto es aceptable, siempre y cuando la permeabilidad esté dentro de los límites especificados. La Figura 3.5 cita ciertas causas y efectos relacionados con valores bajos de impermeabilidad para pavimentos asfálticos de graduación densa.

MEZCLA DEMASIADO PERMEABLE

Causas	Efectos
Bajo contenido de asfalto	Las películas delgadas de asfalto causaran, tempranamente, un envejecimiento y una desintegración de la mezcla
Alto contenido de vacíos en la mezcla de diseño	El agua y el aire pueden entrar fácilmente en el pavimento, causando oxidación y desintegración de la mezcla
Compactación inadecuada	Resultara en vacíos altos en el pavimento, lo cual conducira a infiltracion de agua y paja estabilidad

FIGURA 3.5 - Causas y Efectos de la Permeabilidad.

TRABAJABILIDAD

La trabajabilidad esta descrita por la facilidad con que una mezcla de pavimentación puede ser colocada y compactada. Las mezclas que poseen buena trabajabilidad son fáciles de colocar y compactar; aquellas con mala trabajabilidad son difíciles de colocar y compactar. La trabajabilidad puede ser mejorada modificando los parámetros del diseño de la mezcla, el tipo de agregado, y/o la granulometría.

Las mezclas gruesas (mezclas que contienen un alto porcentaje de agregado grueso) tienen una tendencia a segregarse durante su manejo, y también pueden ser difíciles de compactar. A través de mezclas de prueba en el laboratorio puede ser posible adicionar agregado fino, y tal vez asfalto, a una mezcla gruesa, para volverla mas trabajable. En tal caso se deberá tener cierto cuidado para garantizar

que la mezcla modificada cumpla con los otros criterios de diseño, tales como contenido de vacíos y estabilidad

Un contenido demasiado alto de relleno mineral también puede afectar la trabajabilidad. Puede ocasionar que la mezcla se vuelva muy viscosa, haciendo difícil su compactación.

La trabajabilidad es especialmente importante en sitios donde se requiere colocar y rastrillar a mano cantidades considerables de mezcla, como por ejemplo alrededor de tapas de alcantarillado, curvas pronunciadas, y otros obstáculos similares. Es muy importante usar mezclas trabajables en dichos sitios.

Las mezclas que son fácilmente trabajables o deformables se conocen como mezclas tiernas. Las mezclas tiernas son demasiado inestables para ser colocadas y compactadas apropiadamente. Usualmente son el producto de una falta de relleno mineral, demasiada arena de tamaño mediano, partículas lisas y redondeadas de agregado, y/o demasiada humedad en la mezcla.

Aunque el asfalto no es la principal causa de los problemas de trabajabilidad, sí tiene algún efecto sobre esta propiedad. Debido a que la temperatura de la mezcla afecta la viscosidad del asfalto, una temperatura demasiado baja hará que la mezcla sea poco trabajable, mientras que una temperatura demasiado alta podrá hacer que la mezcla se vuelva tierna. El grado y el porcentaje de asfalto también pueden afectar la trabajabilidad de la mezcla.

La Figura 3.6 cita algunas causas y efectos relacionados con la trabajabilidad de mezclas de pavimentación

MALA TRABAJABILIDAD

Causas	Efectos
Tamaño máximo de partícula : grande	Superficie áspera, difícil de colocar
Demasiado agregado grueso	Puede ser difícil de compactar
Temperatura muy baja de mezcla	Agregado sin revestir, mezcla poco durable; superficie áspera, difícil de compactar
Demasiada arena de tamaño medio	La mezcla se desplaza bajo la compactadora y permanece tierna o blanda
Bajo contenido de relleno mineral	Mezcla tierna, altamente permeable
Alto contenido de relleno mineral	Mezcla muy viscosa, difícil de manejar; poco durable

FIGURA 3.6 - Causas y Efectos de Problemas en la Trabajabilidad.

FLEXIBILIDAD

Flexibilidad es la capacidad de un pavimento asfáltico para acomodarse, sin que se agriete, a movimientos y asentamientos graduales de la subrasante. La flexibilidad

es una característica deseable en todo pavimento asfáltico debido a que virtualmente todas las subrasantes se asientan (bajo cargas) o se expanden (por expansión del suelo).

Una mezcla de granulometría abierta con alto contenido de asfalto es, generalmente, mas flexible que una mezcla densamente graduada de bajo contenido de asfalto. Algunas veces los requerimientos de flexibilidad entran en conflicto con los requisitos de estabilidad, de tal manera que se debe buscar el equilibrio de los mismos.

RESISTENCIA A LA FATIGA

La resistencia a la fatiga de un pavimento es la resistencia a la flexión repetida bajo las cargas de tránsito. Se ha demostrado, por medio de la investigación, que los vacíos (relacionados con el contenido de asfalto) y la viscosidad del asfalto tienen un efecto considerable sobre la resistencia a la fatiga. A medida que el porcentaje de vacíos en un pavimento aumenta, ya sea por diseño o por falta de compactación, la resistencia a la fatiga del pavimento (el periodo de tiempo durante el cual un pavimento en servicio es adecuadamente resistente a la fatiga) disminuye. Así mismo, un pavimento que contiene asfalto que se ha envejecido y endurecido considerablemente tiene menor resistencia a la fatiga.

Las características de resistencia y espesor de un pavimento, y la capacidad de soporte de la subrasante, tienen mucho que ver con la vida del pavimento y con la prevención del agrietamiento asociado con cargas de tránsito. Los pavimentos de gran espesor sobre subrasantes resistentes no se flexionan tanto, bajo las cargas, como los pavimentos delgados o aquellos que se encuentran sobre subrasantes débiles.

La Figura 3.7 presenta una lista de las causas y los efectos que conducen a una mala resistencia a la fatiga.

MALA RESISTENCIA A LA FATIGA

Causas	Efectos
Bajo contenido de asfalto	Agrietamiento por fatiga
Vacios altos de diseño	Envejecimiento temprano del asfalto, seguido por agrietamiento por fatiga
Falta de compactación	Envejecimiento temprano del asfalto, seguido por agrietamiento por fatiga
Espesor inadecuado de pavimento	Demasiada flexión seguida por agrietamiento por fatiga

FIGURA 3.7 - Causas y Efectos de una Mala Resistencia a la Fatiga.

RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

Resistencia al deslizamiento es la habilidad de una superficie de pavimento de minimizar el deslizamiento o resbalamiento de las ruedas de los vehículos, particularmente cuando la superficie esta mojada. Para obtener buena resistencia al deslizamiento, el neumático debe ser capaz de mantener contacto con las partículas

de agregado en vez de rodar sobre una película de agua en la superficie del pavimento (hidroplaneo). La resistencia al deslizamiento se mide en terreno con una rueda normalizada bajo condiciones controladas de humedad en la superficie del pavimento, y a una velocidad de 65 km/hr (40 mi/hr).

Una superficie áspera y yugosa de pavimento tendrá mayor resistencia al deslizamiento que una superficie lisa. La mejor resistencia al deslizamiento se obtiene con un agregado de textura áspera, en una mezcla de gradación abierta y con tamaño máximo de 9.5 mm (3/8 pulgada) a 12.5 mm (1/2 pulgada). Además de tener una superficie áspera, los agregados deben resistir el pulimento (alisamiento) bajo el tránsito. Los agregados calcáreos son más susceptibles al pulimento que los agregados silíceos. Las mezclas inestables que tienden a deformarse o a exudar (flujo de asfalto a la superficie) presentan problemas graves de resistencia al deslizamiento.

La Figura 3.8 presenta una lista de las causas y los efectos relacionados con una mala resistencia al deslizamiento.

POCA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

Causas	Efecto
Exceso de asfalto	Exudación, poca resistencia al deslizamiento
Agregado mal graduado o con mala textura	Pavimento liso, posibilidad de hidroplaneo
Agregado pulido en la mezcla	Poca resistencia al deslizamiento

FIGURA 3.8 - Causas y Efectos de Poca Resistencia al Deslizamiento.

EVALUACIÓN Y AJUSTES EN EL DISEÑO DE LA MEZCLA

En el proceso de evaluación de un diseño para una mezcla, es necesario preparar varias mezclas de prueba para encontrar una que cumpla con todos los criterios del método de diseño que se está usando. El análisis de cada mezcla de prueba sirve como guía para poder hacer ajustes en las demás mezclas de prueba.

Las mezclas de prueba usadas para establecer la fórmula de mezcla de la obra deben tener una granulometría de agregado dentro de las especificaciones de la obra. Cuando las mezclas iniciales de prueba no cumplan con los criterios del diseño, será necesario modificar la mezcla o, en algunos casos, volver a diseñarla usando diferente granulometría de agregado.

Las curvas granulométricas son de gran ayuda al hacer los ajustes necesarios en los diseños de mezclas. Por ejemplo, las curvas obtenidas de la ecuación de densidad máxima de Fuller (Figura 3.9) representan condiciones de densidad máxima y valores mínimos de vacíos en el agregado mineral (VMA). Las mezclas asfálticas que poseen dichas curvas presentan contenidos de vacío que pueden ser demasiado bajos. Generalmente, cualquier desviación de estas curvas resulta en densidades menores y valores más altos de VMA. La magnitud del cambio en la densidad y en el VMA depende de la cantidad de ajustes hechos en el contenido de agregado grueso o fino de la mezcla.

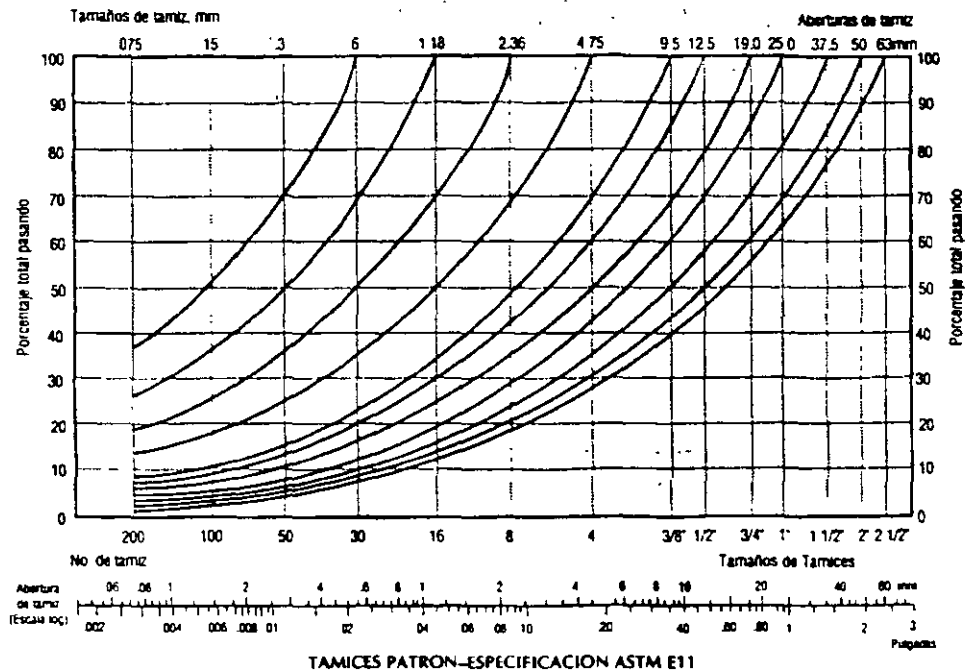


FIGURA 3.9 - Curvas Fuller de Máxima Densidad Basadas en un Gráfico Normalizado Semi-log de Granulometría.

La Figura 3.10 muestra curvas de densidad máxima dibujadas sobre un gráfico de granulometría de la Administración Federal de Carreteras (FHWA) (USA) (basada en una escala donde las aberturas de los tamices se elevan a una potencia de 0.45). Muchos diseñadores encuentran conveniente la gráfica del FHWA para hacer ajustes en la granulometría del agregado. Las curvas en la gráfica del FHWA pueden hallarse usando la ecuación de densidad máxima de Fuller, o dibujando una línea recta desde el origen, en la parte inferior izquierda de la gráfica, hasta el tamaño máximo nominal de partícula deseado, en la parte superior. Para agregados procesados, el tamaño máximo nominal de partícula es el tamaño más grande de tamiz, citado en la especificación, sobre el cual se retiene alguna cantidad de material. Las granulometrías que se acercan a las líneas rectas tienen, generalmente, valores bajos de VMA, y deben ser ajustadas alejándolas de estas líneas. Dichos ajustes aumentan los valores de VMA, permitiendo así el uso de suficiente asfalto para poder obtener máxima durabilidad sin causar exudación en la mezcla.

FIGURA DE GRADACION DE POTENCIA 0.45

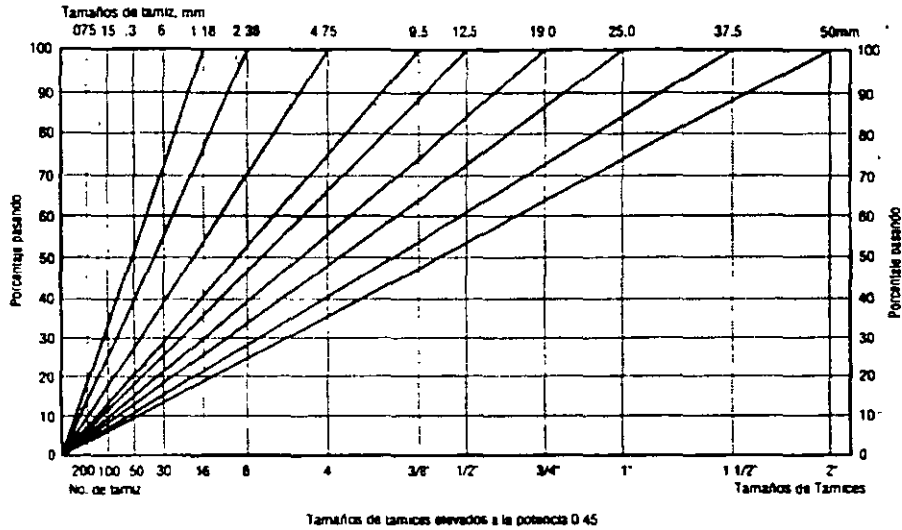


FIGURA 3.10 - Curvas de Densidad Máxima Basadas en un Gráfico FHWA (potencia de 0.45) de Granulometría.

A continuación se presenta una guía general para hacer ajustes en la mezcla de prueba y así poder cumplir con los criterios de diseño. El encabezado de cada subsección describe la condición, en la mezcla, que necesita ser corregida. Las sugerencias enunciadas podrán no aplicarse en todos los casos.

BAJO CONTENIDO DE VACÍOS, BAJA ESTABILIDAD

El nivel de vacíos puede aumentarse de varias maneras. Una de ellas consiste en aumentar el VMA mediante la adición de agregado grueso o agregado fino. El aumento de VMA proporciona más espacio, en la mezcla, para una mayor cantidad de vacíos.

Otra manera de aumentar la cantidad de vacíos es la de disminuir el contenido de asfalto. Esto puede hacerse solamente si hay exceso de asfalto en la mezcla, y sino se reduce el contenido de asfalto por debajo del límite donde el espesor de la película, y eventualmente la durabilidad del pavimento, se encuentra en un nivel aceptable.

El aumento de la cantidad de materiales triturados en la mezcla proporciona texturas superficiales ásperas y formas angulares de partícula, las cuales mejoran el VMA y la fricción entre partículas. Sin embargo, sucede que en algunos agregados (cuarzo y tipos similares de roca) las caras fracturadas son muy lisas, y por consiguiente, no se logra un aumento apreciable en la estabilidad.

BAJO CONTENIDO DE VACÍOS, ESTABILIDAD SATISFACTORIA

Un contenido bajo de vacíos puede causar exudación después de que el pavimento ha sido expuesto al tránsito por un periodo determinado de tiempo. Un contenido

insuficiente de vacíos también puede resultar en inestabilidad y exudación cuando ocurre degradación en el agregado. Por estas razones, las mezclas con contenidos bajos de vacíos deben ser modificadas usando uno de los métodos descritos anteriormente, aun cuando la estabilidad sea satisfactoria.

CONTENIDO SATISFACTORIO DE VACÍOS, BAJA ESTABILIDAD

Una estabilidad baja, cuando los vacíos y la graduación del agregado son satisfactorios, puede indicar deficiencias en el agregado. Se debe considerar mejorar la calidad usando los pasos descritos en el numeral 3.5.A.

CONTENIDO ALTO DE VACÍOS, ESTABILIDAD SATISFACTORIA

Los contenidos altos de vacíos están frecuentemente asociados, aunque no siempre, con altas permeabilidades. Por lo tanto, aun cuando la estabilidad de la mezcla sea satisfactoria, se debe disminuir el contenido excesivo de vacíos. Esto puede lograrse, usualmente, si se aumenta el contenido de polvo mineral en la mezcla. Sin embargo, en algunos casos, la graduación del agregado debe ser modificada para aumentar la densidad (disminuir los vacíos).

CONTENIDO ALTO DE VACÍOS, BAJA ESTABILIDAD

Cuando el contenido de vacíos es alto y la estabilidad es baja, el contenido de vacíos debe ser disminuido usando los métodos descritos anteriormente. Si esta modificación no mejora ni el contenido de vacíos o la estabilidad, entonces se debe revisar el tipo de agregado usado de acuerdo a lo descrito en el numeral 3.5.A.

UTILIZACIÓN DE LAS PRUEBAS DE DISEÑO DE MEZCLAS

La importancia de las propiedades de la mezcla y de los procedimientos de diseño de mezclas, para el inspector, está en la manera como ellas se relacionan con el control y la inspección de la construcción. La agencia o autoridad responsable por la pavimentación establece, generalmente, el método de diseño de mezclas y los requisitos del diseño. Ambos forman una parte esencial de las especificaciones de construcción para pavimentos asfálticos. La responsabilidad del ingeniero y del inspector es la de garantizar que las especificaciones se cumplan.

Las pruebas de diseño de mezclas son un medio para establecer especificaciones, y para comprobar si la mezcla de pavimentación usada en la carretera cumple con las mismas. Normalmente, las pruebas de diseño de mezclas tienen cuatro aplicaciones importantes en la construcción total de la obra. Estas son:

- Diseño preliminar
- Aceptación de la fuente de agregados
- Control de la mezcla de obra
- Criterios para compactación de concreto asfáltico

PRUEBAS DEL DISEÑO PRELIMINAR

El propósito principal de las pruebas del diseño preliminar es determinar si las posibles fuentes de agregado pueden proveer material que satisfaga las

especificaciones de granulometría y de diseño de mezcla. Los resultados de estas pruebas también indican si los requisitos del diseño pueden ser, o no, obtenidos dentro del marco de las especificaciones.

PRUEBAS PARA ACEPTACIÓN DE LA FUENTE

El principal objetivo de las pruebas para aceptación de la fuente es el de determinar la combinación más económica que a la vez satisfaga las especificaciones de granulometría y de diseño de mezcla. Estas pruebas garantizan la selección correcta de materiales y permiten que el contratista comience a apilar los materiales en el lugar de trabajo.

PRUEBAS PARA CONTROL DE LA MEZCLA DE OBRA Y CONTROL RUTINARIO

Las pruebas para control de la mezcla de obra determinan si la mezcla de pavimentación producida, usando la fórmula de mezcla de obra, cumple o no con las especificaciones requeridas. La fórmula de la mezcla de obra es la "receta" usada en la planta para producir la mezcla final de pavimentación. La fórmula incluye información sobre la granulometría de los materiales de agregado y el contenido de asfalto seleccionado. Debido a que es inevitable tener variaciones durante la producción, la fórmula de mezcla de obra encierra ciertas tolerancias que permiten cambios razonables en la granulometría y en el contenido del asfalto.

Las pruebas para el control de la mezcla de obra son llevadas a cabo al comenzar la producción y calibración de la planta

Las pruebas de control rutinario también son importantes para el control de calidad. Estas involucran el muestreo periódico de la mezcla producida en la planta, junto con los ensayos de las muestras para determinar sus propiedades. Los resultados de estos ensayos son comparados con los resultados de las pruebas para control de la mezcla de obra y con las especificaciones globales requeridas. En aquellos instantes en donde se presenten irregularidades, y los límites de la fórmula de la mezcla de obra sean sobrepasados, será necesario hacer correcciones apropiadas en la planta. Ocasionalmente, cuando la situación lo justifique, podrá ser necesario volver a evaluar y diseñar la mezcla de pavimentación.

CRITERIOS PARA COMPACTACIÓN DE CONCRETO ASFÁLTICO

Generalmente se usan muestras del diseño de la mezcla, preparadas en el laboratorio, para establecer una densidad de referencia para la mezcla de compactación. Algunas muestras de la mezcla real de la planta son compactadas en el lugar de la obra, o en el laboratorio de campo, para establecer una densidad de referencia más real. Una serie de mediciones de densidad son tomadas en la sección de control, o en la franja de prueba, del pavimento terminado. Estas medidas son tomadas mediante un muestreo de núcleos o mediante el uso de un medidor nuclear de densidad.

Las especificaciones típicas requieren que cada lote de base y superficie compactada sea aceptado cuando el promedio de cinco medidas de densidad sea igual o mayor que el 96 por ciento, y cuando ninguna medida individual sea menor que el 94 por ciento, de la densidad promedio de seis muestras preparadas en el laboratorio.

RESUMEN DEL DISEÑO DE MEZCLAS – GENERALIDADES

La discusión previa proporciona una visión general sobre el significado del diseño de mezclas.

El diseño de mezclas asfálticas de pavimentación consiste, en gran parte en seleccionar y proporcionar materiales para obtener las propiedades deseadas en el pavimento terminado. El objetivo general del procedimiento de diseño consiste en determinar una combinación y graduación económica de agregados (dentro de los límites de las especificaciones del proyecto) y asfalto que produzca una mezcla con:

- Suficiente asfalto para garantizar un pavimento durable.
- Adecuada estabilidad para que satisfaga las demandas de tránsito sin producir deformación o desplazamiento
- Un contenido de vacíos lo suficiente alto para permitir una ligera cantidad de compactación adicional bajo las cargas del tránsito sin que se produzca exudación o pérdida de estabilidad, y todavía lo suficiente bajo para no dejar penetrar los efectos dañinos del aire y el agua.
- Suficiente trabajabilidad para permitir una colocación eficiente sin segregación.

El diseño de mezcla seleccionado es, usualmente, el más económico y el que cumple satisfactoriamente con todos los criterios establecidos. El diseño de mezclas es una herramienta usada en el control. Es utilizada en la aceptación de materiales, en el control de la mezcla de obra, y en la compactación final del pavimento.

MÉTODO MARSHALL DE DISEÑO DE MEZCLAS – INTRODUCCIÓN

Antecedentes

El concepto del Método Marshall de diseño de mezclas de pavimentación fue desarrollado por Bruce Marshall, ex-Ingeniero de Bitúmenes del Departamento de Carreteras del Estado de Mississippi.

El ensayo Marshall, en su forma actual, surgió de una investigación iniciada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos en 1943. Varios métodos para el diseño y control de mezclas asfálticas fueron comparados y evaluados para desarrollar un método simple.

El Cuerpo de Ingenieros decidió adoptar el Método Marshall, y desarrollarlo y adaptarlo para diseño y control de mezclas de pavimento bituminoso en el campo, debido en parte a que el método utilizaba equipo portátil. A través de una extensa investigación de pruebas de tránsito, y de estudios de correlación, en el laboratorio, el Cuerpo de Ingenieros mejoró y agregó ciertos detalles al procedimiento del ensayo Marshall, y posteriormente desarrolló criterios de diseño de mezclas.

PROPÓSITO

El propósito del Método Marshall es determinar el contenido óptimo de asfalto para una combinación específica de agregados. El método también provee información sobre propiedades de la mezcla asfáltica en caliente, y establece densidades y contenidos óptimos de vacío que deben ser cumplidos durante la construcción del pavimento.

El Método Marshall, como se presenta en esta sección, solo se aplica a mezclas asfálticas (en caliente) de pavimentación que usan cemento asfáltico clasificado con viscosidad o penetración, y que contienen agregados con tamaños máximos de 25.0 mm (1 pulgada) o menos. El método puede ser usado para el diseño en laboratorio, como para el control de campo de mezclas asfálticas (en caliente) de pavimentación.

DESCRIPCIÓN GENERAL

El Método Marshall usa muestras normalizadas de prueba (probetas) de 64 mm (2.5 pulgadas) de espesor por 102 mm (4 pulgadas) de diámetro. Una serie de probetas, cada una con la misma combinación de agregados pero con diferentes contenidos de asfalto, es preparada usando un procedimiento específico para calentar, mezclar y compactar mezclas asfálticas de agregado.

Los dos datos más importantes del diseño de mezclas del Método Marshall son: un análisis de la relación de yacidos-densidad, y una prueba de estabilidad-flujo de las muestras compactadas.

RESPONSABILIDADES DEL INSPECTOR

El inspector, normalmente, no lleva a cabo los procedimientos de diseño de mezclas. Sin embargo, es responsable por ver que el proyecto se adhiera a los resultados finales de dichos procedimientos. Estos resultados constituyen las especificaciones de la mezcla.

Conocer como se formulan las especificaciones se facilita si el inspector está familiarizado con el procedimiento del diseño de la mezcla. Este conocimiento del procedimiento también conduce a un entendimiento de las relaciones entre los materiales, las especificaciones, y el producto final. A su vez, este conocimiento provee al inspector las herramientas necesarias para analizar los problemas que puedan ocurrir, en la planta o en el lugar de pavimentación, en relación con el comportamiento, o con las cualidades, de la mezcla asfáltica.

MÉTODO MARSHALL DE DISEÑO DE MEZCLAS- DESCRIPCIÓN

A continuación se presenta una descripción general de los procedimientos seguidos en el Diseño Marshall de Mezclas. El procedimiento completo y detallado que debe ser seguido se encuentra en la norma AASFITO T 245 (o ASTM D 1559).

PREPARACIÓN PARA EFECTUAR LOS PROCEDIMIENTOS MARSHALL

Como ya se discutió en el Capítulo de Materiales, diferentes agregados y asfaltos presentan diferentes características. Estas características tienen un impacto directo sobre la naturaleza misma del pavimento. El primer paso en el método de diseño, entonces, es determinar las cualidades (estabilidad, durabilidad, trabajabilidad, resistencia al deslizamiento, etcétera) que debe tener la mezcla de pavimentación, y seleccionar un tipo de agregado y un tipo compatible de asfalto que puedan combinarse para producir esas cualidades. Una vez hecho esto, se puede empezar con la preparación de los ensayos.

SELECCIÓN DE LAS MUESTRAS DE MATERIAL

La primera preparación para los ensayos consta de reunir muestras del asfalto y del agregado que van a ser usados en la mezcla de pavimentación. Es importante que las muestras de asfalto tengan características idénticas a las del asfalto que va a ser usado en la mezcla final. Lo mismo debe ocurrir con las muestras de agregado. La razón es simple: los datos extraídos de los procedimientos de diseño de mezclas determinan la fórmula o "receta" para la mezcla de pavimentación. La receta será exacta solamente si los ingredientes ensayados en el laboratorio tienen características idénticas a los ingredientes usados en el producto final.

Una amplia variedad de problemas graves, que van desde una mala trabajabilidad de la mezcla hasta una falla prematura del pavimento, son el resultado histórico de variaciones ocurridas entre los materiales ensayados en el laboratorio y los materiales usados en la realidad.

PREPARACIÓN DEL AGREGADO

La relación viscosidad-temperatura del cemento asfáltico que va a ser usado debe ser ya conocida para poder establecer las temperaturas de mezclado y compactación en el laboratorio. En consecuencia, los procedimientos preliminares se enfocan hacia el agregado, con el propósito de identificar exactamente sus características. Estos procedimientos incluyen secar el agregado, determinar su peso específico, y efectuar un análisis granulométrico por lavado

• *Secando el Agregado*

El Método Marshall requiere que los agregados ensayados estén libres de humedad, tan práctico como sea posible. Esto evita que la humedad afecte los resultados de los ensayos.

Una muestra de cada agregado a ser ensayado se coloca en una bandeja, por separado, y se calienta en un horno a una temperatura de 110°C (230°F), como se muestra en la Figura 3.11. Después de cierto tiempo, la muestra caliente se pesa, y se registra su valor.

La muestra se calienta completamente una segunda vez, y se vuelve a pesar y a registrar su valor. Este procedimiento se repite hasta que el peso de la muestra permanezca constante después de dos calentamientos consecutivos, lo cual indica que la mayor cantidad posible de humedad se ha evaporado de la muestra.

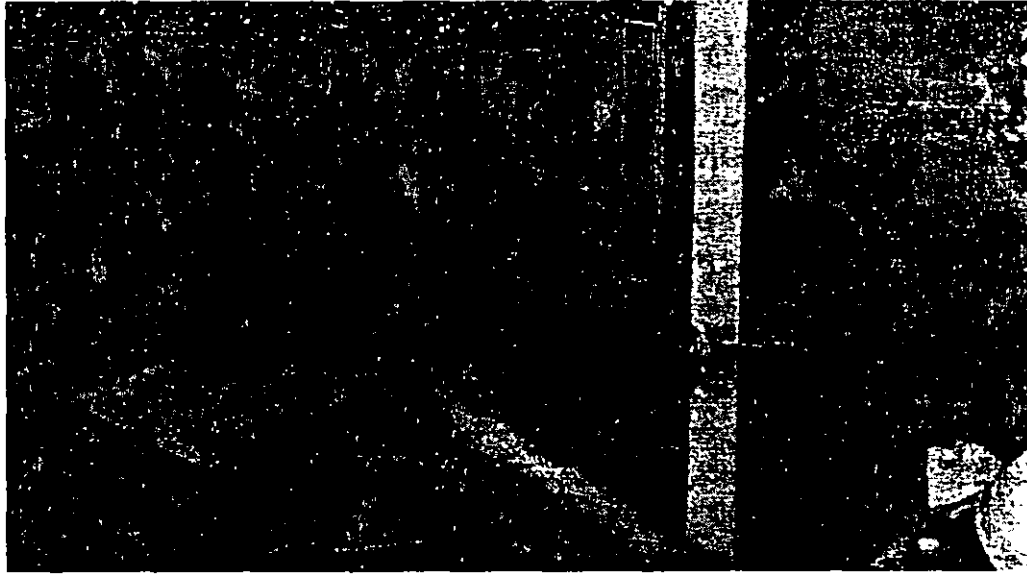


FIGURA 3.11 - Secando la Muestra de Agregado.

- *Análisis Granulométrico por Vía Húmeda*

El análisis granulométrico por vía húmeda es un procedimiento usado para identificar las proporciones de partículas de tamaño diferente en las muestras del agregado. Esta información es importante porque las especificaciones de la mezcla deben estipular las proporciones necesarias de partículas de agregado de tamaño diferente, para producir una mezcla en caliente final con las características deseadas.

El análisis granulométrico por vía húmeda consta de los siguientes pasos:

- 1) Cada muestra de agregado es secada y pesada.
- 2) Luego cada muestra es lavada a través de un tamiz de 0.075 mm (No. 200), para remover cualquier polvo mineral que este cubriendo al agregado.
- 3) Las muestras lavadas son secadas siguiendo el procedimiento de calentado y pesado descrito anteriormente.
- 4) El peso seco de cada muestra es registrado. La cantidad de polvo mineral puede ser determinada si se comparan los pesos registrados de las muestras antes y después del lavado.
- 5) Para obtener pasos detallados del procedimiento referirse a la norma AASHTO T11.

- *Determinación del Peso Específico*

El peso específico de una sustancia es la proporción peso-volumen de una unidad de esa sustancia comparada con la proporción peso-volumen de una unidad igual de agua (ver Capítulo de Materiales). El peso específico de una muestra de agregado es determinado al comparar el peso de un volumen dado de agregado con el peso de un volumen igual de agua, a la misma temperatura (Figura 3.12). El peso específico del agregado se expresa en múltiplos del peso específico del agua (la cual siempre tiene un valor de 1). Por ejemplo, una muestra de agregado que pese

dos y media veces más que un volumen igual de agua tiene un peso específico de 2.5.

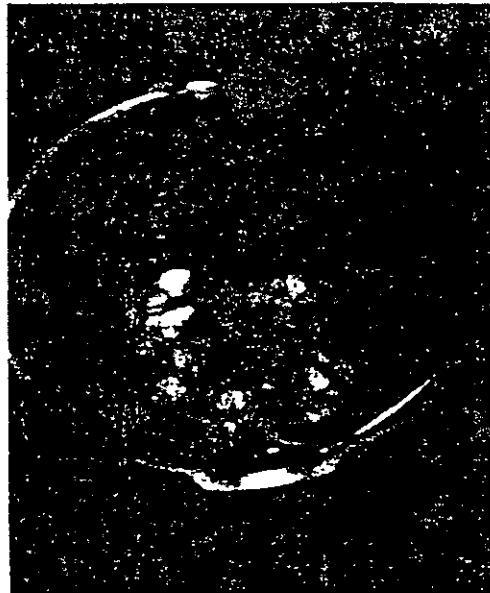


FIGURA 3.12 - Determinando el Peso Específico de una Muestra de Agregado.

El cálculo del peso específico de la muestra seca de agregado establece un punto de referencia para medir los pesos específicos necesarios en la determinación de las proporciones de agregado, asfalto, y vacíos que van a usarse en los métodos de diseño.

PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS (Probetas) DE ENSAYO

Las probetas de ensayo de las posibles mezclas de pavimentación son preparadas haciendo que cada una contenga una ligera cantidad diferente de asfalto. El margen de contenidos de asfalto usado en las briquetas de ensayo esta determinado con base en experiencia previa con los agregados de la mezcla. Este margen le da al laboratorio un punto de partida para determinar el contenido exacto de asfalto en la mezcla final. La proporción de agregado en las mezclas esta formulada por los resultados del análisis granulométrico.

Las muestras son preparadas de la siguiente manera:

- 1) El asfalto y el agregado se calientan y mezclan completamente hasta que todas las partículas de agregado estén revestidas. Esto simula los procesos de calentamiento y mezclado que ocurren en la planta.
- 2) Las mezclas asfálticas calientes se colocan en los moldes pre-calentados Marshall (Figura 3 13) como preparación para la compactación, en donde se usa el martillo Marshall de compactación, el cual también es calentado para que no enfle la superficie de la mezcla al golpearla.

3) Las briquetas son compactadas mediante golpes del martillo Marshall de compactación (Figura 314). El número de golpes del martillo (35,50075) depende de la cantidad de tránsito para la cual la mezcla está siendo diseñada. Ambas caras de cada briqueta reciben el mismo número de golpes. Así, una probeta Marshall de 35 golpes recibe, realmente, un total de 70 golpes. Una probeta de 50 golpes recibe 100 impactos. Después de completar la compactación las probetas son enfriadas y extraídas de los moldes.



**FIGURA 3.13 -
Preparando
Probetas de
Ensayo en Moldes
Marshall.**



**FIGURA 3.14 - Martillo
Marshall de Caída
Compactando una
Probeta.**

PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO MARSHALL

Existen tres procedimientos en el método del ensayo Marshall. Estos son: determinación del peso específico total, medición de la estabilidad y la fluencia Marshall, y análisis de la densidad y el contenido de vacíos de las probetas.

DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO TOTAL

El peso específico total (Capítulo de Materiales) de cada probeta se determina tan pronto como las probetas recién compactadas se hayan enfriado a la temperatura ambiente. Esta medición de peso específico es esencial para un análisis preciso de densidad-yacíos El peso específico total se determina usando el procedimiento descrito en la norma AASHTO T 166.

ENSAYOS DE ESTABILIDAD Y FLUENCIA

El ensayo de estabilidad esta dirigido a medir la resistencia a la deformación de la mezcla. La fluencia mide la deformación, bajo carga, que ocurre en la mezcla. El procedimiento de los ensayos es el siguiente:

- 1) Las probetas son calentadas en un baño de agua a 60°C (140°F). Esta temperatura representa, normalmente, la temperatura mas caliente que un pavimento en servicio va a experimentar.
- 2) La probeta es removida del baño, secada, y colocada rápidamente en el aparato Marshall (Figura 3.15). El aparato consiste de un dispositivo que aplica una carga sobre la probeta, y de unos medidores de carga y deformación (fluencia).
- 3) La carga del ensayo es aplicada ala probeta a una. Velocidad constante de 5 1 mm (2 pulgadas) por minuto hasta que la muestra falle. La falla esta definida como la carga máxima que la briqueta puede resistir.
- 4) La carga de falla se registra como el valor de estabilidad Marshall y la lectura del medidor de fluencia se registra como la fluencia.

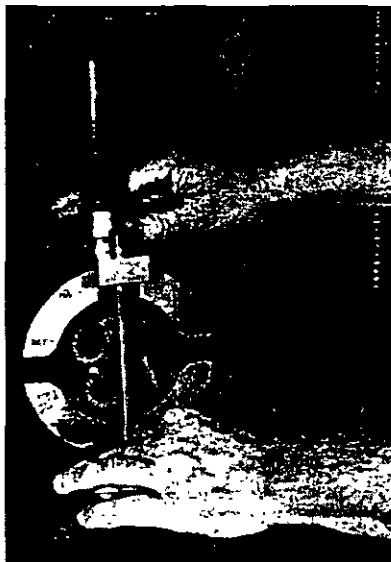


FIGURA 3.15 - Probetas en el Aparato Marshall.

VALOR DE ESTABILIDAD MARSHALL

El valor de estabilidad Marshall es una medida de la carga bajo la cual una probeta cede o falla totalmente. La Figura 3.16 muestra un medidor para lecturas de estabilidad. Durante un ensayo, cuando la carga es aplicada lentamente, los cabezales superior e inferior del aparato se acercan, y la carga sobre la briqueta aumenta al igual que la lectura en el indicador de cuadrante. Luego se suspende la carga una vez se obtiene la carga máxima. La carga máxima indicada por el medidor es el Valor de Estabilidad Marshall.

Debido a que la estabilidad Marshall indica la resistencia de una mezcla a la deformación, existe una tendencia a pensar que si un valor de estabilidad es bueno, entonces un valor más alto será mucho mejor.

Para muchos materiales de ingeniería, la resistencia del material es, frecuentemente, una medida de su calidad; sin embargo, este no es necesariamente el caso de las mezclas asfálticas en caliente. Las estabilidades extremadamente altas se obtienen a costa de durabilidad.

VALOR DE FLUENCIA MARSHALL

La fluencia Marshall, medida en centésimas de pulgada, representa la deformación de la briqueta. La Figura 3.17 ilustra un medidor típico de fluencia para medir la deformación que ocurre durante el ensayo Marshall. La deformación está indicada por la disminución en el diámetro vertical de la briqueta.



FIGURA 3.16 - Lecturas del Calibrador, Prueba Marshall de Estabilidad.

Las mezclas que tienen valores bajos de fluencia y valores muy altos de estabilidad Marshall son consideradas demasiado frágiles y rígidas para un pavimento en servicio. Aquellas que tienen valores altos de fluencia son consideradas demasiado plásticas, y tienen tendencia a deformarse fácilmente bajo las cargas del tránsito.

ANÁLISIS DE DENSIDAD Y VACÍOS

Una vez que se completan los ensayos de estabilidad y fluencia, se procede a efectuar un análisis de densidad y vacíos para cada serie de probetas de prueba. El propósito del análisis es el de determinar el porcentaje de vacíos en la mezcla compactada.



**FIGURA 3.17 -
Probeta Marshall y
Lectura del Medidor
de Fluencia.**

- *Análisis de Vacíos*

Los vacíos son las pequeñas bolsas de aire que se encuentran entre las partículas de agregado revestidas de asfalto. El porcentaje de vacíos se calcula a partir del peso específico total de cada probeta compactada y del peso específico teórico de la mezcla de pavimentación (sin vacíos). Este último puede ser calculado a partir de los pesos específicos del asfalto y el agregado de la mezcla, con un margen apropiado para tener en cuenta la cantidad de asfalto absorbido por el agregado; o directamente mediante un ensayo normalizado (AASHTO T 209) efectuado sobre la

muestra de mezcla sin compactar. El peso específico total de las probetas compactadas se determina pesando las probetas en aire y en agua.

- *Análisis de Peso Unitario*

El peso unitario promedio para cada muestra se determina multiplicando el peso específico total de la mezcla por 1000 kg/m³ (62.4 lb/ft³)

- *Análisis de VMA*

Los vacíos en el agregado mineral, VMA, están definidos por el espacio inter granular de vacíos que se encuentra entre las partículas de agregado de la mezcla de pavimentación compactada, incluyendo los vacíos de aire y el contenido efectivo de asfalto, y se expresan como un porcentaje del volumen total de la mezcla. El VMA es calculado con base en el peso específico total del agregado y se expresa como un porcentaje del volumen total de la mezcla compactada. Por lo tanto, el VMA puede ser calculado al restar el volumen de agregado (determinado mediante el peso específico total del agregado) del volumen total de la mezcla compactada.

- *Análisis de VFA*

Los vacíos llenos de asfalto, VFA, son el porcentaje de vacíos inter granulares entre las partículas de agregado (VMA) que se encuentran llenos de asfalto. El VFA abarca asfalto y aire, y por lo tanto, el VFA se calcula al restar los vacíos de aire del VMA, y luego dividiendo por el VMA, y expresando el valor final como un porcentaje.

ANALIZANDO LOS RESULTADOS DEL ENSAYO MARSHALL

GRAFICANDO LOS RESULTADOS

Los técnicos de laboratorio trazan los resultados del ensayo Marshall en gráficas, para poder entender las características particulares de cada probeta usada en la serie. Mediante el estudio de las gráficas ellos pueden determinar cual probeta, de la serie, cumple mejor los criterios establecidos para el pavimento terminado. Las proporciones de asfalto y agregado en esta probeta se convierten en las proporciones usadas en la mezcla final.

La Figura 3.18 muestra seis gráficas de resultados del ensayo Marshall. Cada gráfica tiene trazados los resultados de las diferentes pruebas. Los valores de estos resultados están representados por puntos. La primera gráfica muestra los porcentajes de vacíos; la segunda los porcentajes de vacíos en el agregado mineral (VMA); la tercera los porcentajes de vacíos llenos de asfalto (VFA); la cuarta los pesos unitarios (densidades); la quinta los valores de estabilidad Marshall; y la sexta los valores de fluencia Marshall. En cada gráfica, los puntos que representan los diferentes valores son conectados mediante líneas para formar curvas suaves.

RELACIONES Y OBSERVACIONES DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Cuando los resultados de los ensayos se trazan en gráficas, como las de la Figura 3.18, usualmente revelan ciertas tendencias en las relaciones entre el contenido de

asfalto y las propiedades de la mezcla. A continuación se enuncian ciertas tendencias que pueden observarse al estudiar las gráficas de la Figura 3.18:

- El porcentaje de vacíos disminuye a medida que aumenta el contenido de asfalto (Gráfica 1).
- El porcentaje de vacíos en el agregado mineral (VMA) generalmente disminuye hasta un valor mínimo, y luego aumenta con aumentos en el contenido de asfalto (Gráfica 2).
- El porcentaje de vacíos llenos de asfalto (VFA) aumenta con aumentos en el contenido de asfalto (Gráfica 3)
- La curva para el peso unitario (densidad) de la mezcla es similar a la curva de estabilidad, excepto que el peso unitario máximo se presenta a un contenido de asfalto ligeramente mayor que el que determina la máxima estabilidad (Gráfica 4).
- Hasta cierto punto, los valores de estabilidad aumentan a medida que el contenido de asfalto aumenta. Mas allá de este punto, la estabilidad disminuye con cualquier aumento en el contenido de asfalto (Gráfica 5).
- Los valores de fluencia aumentan con aumentos en el contenido de asfalto (Gráfica 6)

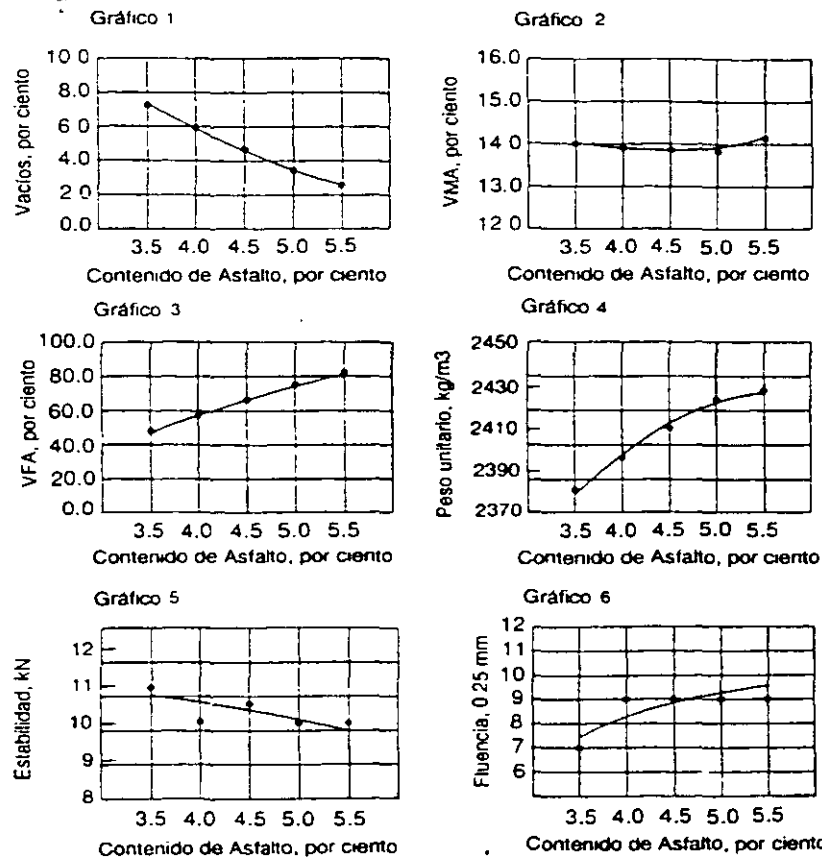


FIGURA 3.18 - Ejemplo de Gráficas para los Resultados de una Serie de Cinco Probetas Marshall.

DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO ÓPTIMO DE ASFALTO

El contenido de diseño de asfalto en la mezcla final de pavimentación se determina a partir de los resultados descritos anteriormente. Primero, determine el contenido de asfalto para el cual el contenido de vacíos es de 4 por ciento. Luego, evalúe todas las propiedades calculadas y medidas para este contenido de asfalto, y compárelas con los criterios de diseño de la Figura 3.19. Si se cumplen todos los criterios, este es el contenido de diseño de asfalto. Si no se cumplen todos los criterios, será necesario hacer algunos ajustes o volver a diseñar la mezcla.

VERIFICANDO LOS CRITERIOS DE DISEÑO

Usando los datos de la Figura 3.18, podemos observar que el contenido de asfalto (Gráfica 1), para un contenido de vacíos de 4 por ciento, es de 4.7 por ciento. Los valores de las otras propiedades de la mezcla son luego revisados para garantizar que cumplen con los criterios de diseño Marshall. Refiriéndonos de nuevo a las gráficas de la Figura 3.18, encontramos que un contenido de asfalto de 4.7 por ciento representa los siguientes valores de las otras propiedades:

Estabilidad (Gráfico 5)	= 10,200 N (2,300 lbf)
Fluencia (Gráfico 6)	= 9
Porcentaje de VFA (Gráfico 3)	= 70
Porcentaje de VMA (Gráfico 2)	= 14

Podemos ahora comparar estos valores con los valores recomendados por el Instituto del Asfalto (U.S.A.) en los Criterios de Diseño Marshall (Figura 3.19), para una mezcla superficial con tránsito pesado. El valor de estabilidad de 10,200 N (2,300 lbf) excede el criterio mínimo de 8,007 N (1,800 lbf). El valor de flujo (de 9) cae dentro del margen establecido por los criterios, el cual es de 8 a 14. El porcentaje de vacíos llenos de asfalto (VFA) cae dentro del margen establecido por los criterios, el cual es de 65 a 75.

El porcentaje mínimo de vacíos en el agregado mineral también puede ser revisado usando la Figura 3.20, donde debe ser comparado con el VMA de la graduación del agregado en cuestión. Asuma que los datos de la Figura 3.18 son para una graduación con un tamaño máximo nominal de agregado de 19 mm (3/4 pulgada). Podemos observar, entonces, que el valor de VMA de 14 sobrepasa el mínimo requerido de 13 para una mezcla de 19 mm que tiene un contenido de vacíos de 4 por ciento.

SELECCIONANDO UN DISEÑO DE MEZCLA

El diseño de mezcla seleccionado para ser usado en un pavimento es, generalmente, aquel que cumple, de la manera más económica, con todos los criterios establecidos. Sin embargo, no se deberá diseñar una mezcla para optimizar una propiedad en particular. Por ejemplo, las mezclas con valores muy altos de estabilidad son, con frecuencia, poco deseables, debido a que los pavimentos que contienen este tipo de mezclas tienden a ser menos durables y pueden agrietarse prematuramente bajo volúmenes grandes de tránsito. Cualquier variación en los criterios de diseño deberá ser permitida solo bajo circunstancias poco usuales, a no

ser que el comportamiento en servicio de una mezcla en particular indique que dicha mezcla alternativa es satisfactoria.

Criterios para Mezcla del Metodo Marshall	Trnsito Liviano Carpeta y Base		Trnsito Mediano Carpeta y Base		Trnsito Pesado Carpeta y Base	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Compactacion, numero de golpes en cada cara de la probeta	35		50		75	
Estabilidad, N (lb.)	3336 (750)	—	5338 (1200)	—	8006 (1800)	—
Flujo, 0.25 mm (0.01 pulgadas)	8	18	8	16	8	14
Porcentaje de Vacios	3	5	3	5	3	5
Porcentaje de Vacios en el Agregado Mineral (VMA)	Ver Figura 3.20					
Porcentaje de Vacios llenos de Asfalto (VFA)	70	80	65	78	65	75

NOTAS

¹ Todos los criterios y no solo estabilidad, deben ser considerados al diseñar una mezcla asfáltica de pavimentación. Las mezclas asfálticas en caliente de base que no cumplan estos criterios, cuando se ensayen a 60°C, se consideraran satisfactorias si cumplen los criterios cuando se ensayen a 38°C, y si se colocan a 100 mm o mas por debajo de la superficie. Esta recomendación se aplica solamente a las regiones que tengan una variedad de condiciones climáticas similar a la que prevalece en casi todas las regiones de Estados Unidos. En las regiones que tengan condiciones climáticas mas extremas puede ser necesario usar temperaturas mas bajas de ensayo.

² Clasificaciones del Trnsito
 Liviano Condiciones de trnsito que resultan en un EAL de diseño < 104
 Mediano Condiciones de trnsito que resultan en un EAL de diseño entre 104 y 106
 Pesado Condiciones de trnsito que resultan en un EAL de diseño > 106

³ Los esfuerzos de compactación en el laboratorio deberán aproximarse a la densidad máxima obtenida en el pavimento bajo el trnsito.

⁴ Los valores de fluencia se refieren al punto en donde la carga comienza a disminuir.

⁵ Cuando se este calculando el porcentaje de vacios, deberá permitirse cierta tolerancia en la porción de cemento asfáltico perdida por absorción en las particulas de agregado

⁶ El porcentaje de vacios en el agregado mineral debe ser calculado con base en el peso especifico total ASTM del agregado.

FIGURA 3.19 - Criterios del Instituto del Asfalto (U.S.A.) para el Diseño Marshall.

Tamaño Máximo en mm		VMA mínimo, por ciento		
Porcentaje		Vacios de Diseño, por ciento ³		
mm	in.	3.0	4.0	5.0
1.18	No. 16	21.5	22.5	23.5
2.36	No. 8	19.0	20.0	21.0
4.75	No. 4	16.0	17.0	18.0
9.5	3/8	14.0	15.0	16.0
12.5	1/2	13.0	14.0	15.0
19.0	3/4	12.0	13.0	14.0
25.0	1.0	11.0	12.0	13.0
37.5	1.5	10.0	11.0	12.0
50	2.0	9.5	10.5	11.5
63	2.5	9.0	10.0	11.0

¹ Especificación Normal para Tamaños de Tamices usados en Pruebas, ASTM E 11 (AASHTO M 92)

² El tamaño máximo nominal de particula es un tamaño mas grande que el primer tamiz que retiene mas de 10 por ciento del material

³ Interpole el VMA mínimo para los valores de vacios de diseño que se encuentren entre los que están citados

FIGURA 3.20 - Porcentaje Mínimo de VMA.

RESUMEN DEL MÉTODO MARSHALL DE DISEÑO DE MEZCLAS

La discusión anterior proporciona una visión global del Método Marshall de Diseño de Mezclas y de su uso en el control de calidad de la construcción de pavimentos. Existen muchos detalles, en el procedimiento del ensayo, que fueron omitidos en la discusión. Estos son más apropiados para una discusión a fondo durante el entrenamiento de los técnicos que actualmente ejecutan los procedimientos de los ensayos. El material presentado deberá proporcionar al inspector un mejor conocimiento de la relación que existe entre el Método Marshall de Diseño de Mezclas, y la construcción del pavimento. Este conocimiento ayudará al inspector a interpretar mejor los factores que conducen a deficiencias en las plantas de mezclado, y a imperfecciones en los pavimentos terminados.

MÉTODO HVEEM DE DISEÑO DE MEZCLAS

Antecedentes

Los conceptos del Método Hveem de diseño de mezclas de pavimentación fueron desarrollados por Francis N. Hveem, anteriormente Ingeniero de Materiales e Investigación con la División de Carreteras de California.

El ensayo Hveem, en su forma actual, surgió de investigaciones iniciadas por el Departamento de Carreteras de California en 1940. El método abarca la determinación de un contenido aproximado de asfalto por medio del ensayo Equivalente Centrifugo de Kerosene, y luego el sometimiento de probetas con este contenido de asfalto, y con contenidos mayores y menores, a un ensayo de estabilidad. También se efectúa un ensayo de expansión sobre una probeta que ha sido expuesta al agua.

Este procedimiento de diseño continua siendo el principal método de diseño usado en California y en algunos otros estados de los Estados Unidos.

PROPÓSITO

El propósito del Método Hveem es el de determinar el contenido óptimo de asfalto para una combinación específica de agregados. El método también provee información sobre las propiedades de la mezcla asfáltica final.

El Método Hveem, como se presenta en esta sección, solo se aplica a mezclas asfálticas (en caliente) de pavimentación que usan cemento asfáltico clasificado por viscosidad o penetración, y que contienen agregados con tamaños máximos de 25.0 mm (1 pulgada) o menos. El método puede ser usado para el diseño en laboratorio, como para control de campo de mezclas asfálticas (en caliente) de pavimentación.

DESCRIPCIÓN GENERAL

El Método Hveem utiliza una serie de pruebas para determinar el contenido óptimo de asfalto. Los procedimientos que el método incluye son:

- Ensayo Equivalente Centrifugo de Kerosene (CKE) para determinar un contenido aproximado de asfalto
- Preparación de probetas de prueba con el contenido aproximado de asfalto, y con contenidos mayores y menores que el aproximado.
- Ensayo de estabilidad para evaluar la resistencia a la deformación.

- Ensayo de expansión para determinar el efecto del agua en el cambio de volumen y en la permeabilidad de la briquetá.

Cada uno de estos procedimientos es presentado en detalle en la siguiente sección.

MÉTODO HVEEM DE DISEÑO DE MEZCLAS – DESCRIPCIÓN

A continuación se presenta una descripción general de los procedimientos seguidos en el Diseño Hveem de Mezclas. El procedimiento completo y detallado que debe ser seguido se encuentra en las normas AASHTO T 246 y T 247 (o ASTM D 1559 y D 1561).

PREPARACIÓN PARA EFECTUAR LOS PROCEDIMIENTOS HVEEM

Como ya se discutió en el Capítulo de Materiales, los diferentes agregados y asfaltos presentan diferentes características. Estas características tienen un impacto directo sobre las propiedades del pavimento. El primer paso en el método de diseño, entonces, es determinar las cualidades (estabilidad, durabilidad, trabajabilidad, resistencia al deslizamiento, etcétera) que debe tener la mezcla de pavimentación, y seleccionar un tipo de agregado y un tipo compatible de asfalto que puedan combinarse para producir esas cualidades. Una vez hecho esto, se puede empezar con la preparación de los ensayos.

SELECCIÓN DE LAS MUESTRAS DE MATERIAL

La primera preparación para los ensayos consta de reunir muestras del asfalto y del agregado que van a ser usados en la mezcla de pavimentación. Es importante que las muestras de asfalto tengan características idénticas a las del asfalto que va a ser usado en la mezcla final. Lo mismo debe ocurrir con las muestras de agregado. La razón es simple: los datos extraídos de los procedimientos de diseño de mezclas determinan la fórmula o "receta" para la mezcla de pavimentación. La receta será exacta solamente si los ingredientes ensayados en el laboratorio tienen características idénticas a los ingredientes usados en el producto final.

Una variedad amplia de problemas graves, que van desde una mala trabajabilidad de la mezcla hasta una falla prematura del pavimento, son el resultado histórico de variaciones ocurridas entre los materiales ensayados en el laboratorio y los materiales usados en el proyecto.

PREPARACIÓN DEL AGREGADO

En el Método Hveem no se requiere preparación alguna del asfalto, debido a que las características del asfalto son ya conocidas cuando se selecciona el grado del asfalto. Los procedimientos preliminares se enfocan hacia el agregado, con el propósito de identificar exactamente sus características. Estos procedimientos incluyen secar el agregado, determinar su peso específico, efectuar un análisis granulométrico por lavado, determinar el área superficial del agregado, y determinar la capacidad superficial del agregado grueso.

- *Secado e/Agregado*

Los agregados se secan hasta obtener un peso constante a una temperatura de 110°C (230°F), antes de ser usados en el Método Hveem (Figura 3.21). Después de cierto tiempo, la muestra caliente se pesa, y se registra su valor en la hoja correspondiente.



FIGURA 3.21 - Secando la Muestra de Agregado.

La muestra se calienta completamente una segunda vez, y se vuelve a pesar ya registrar su valor. Este procedimiento se repite hasta que el peso de la muestra permanezca constante después de dos calentamientos consecutivos, lo cual indica que la mayor cantidad posible de humedad se ha evaporado de la muestra.

- *Análisis Granulométrico por Vía Húmeda*

El análisis granulométrico por vía húmeda es un procedimiento usado para identificar, las proporciones de partículas de tamaño diferente en las muestras del agregado. Esta información es importante porque las especificaciones de la mezcla deben estipular las proporciones necesarias de partículas de agregado de tamaño diferente, para producir una mezcla en caliente final con las características deseadas.

El análisis granulométrico por vía húmeda consta de los siguientes pasos:

- 1) Cada muestra de agregado es secada y pesada.
- 2) Luego cada muestra es lavada a través de un tamiz de 0.075 mm (No. 200), para remover cualquier polvo mineral que este cubriendo al agregado.
- 3) Las muestras lavadas son secadas siguiendo el procedimiento de calentado y pesado descrito anteriormente

4) El peso seco de cada muestra es registrado. La cantidad de polvo mineral puede ser determinada si se comparan los pesos registrados de las muestras antes y después del lavado.

5) Para obtener pasos detallados del procedimiento referirse a la norma AASHTO T11

- *Determinación de/Peso Específico*

El peso específico de una sustancia es la proporción peso-volumen de una unidad de esa sustancia comparada con la proporción peso-volumen de una unidad igual de agua (ver Capítulo de Materiales). El peso específico de una muestra de agregado es determinado al comparar el peso de un volumen dado de agregado con el peso de un volumen igual de agua, a la misma temperatura (Figura 3.22). El peso específico del agregado se expresa en múltiplos del peso específico del agua (la cual siempre tiene un valor de 1). Por ejemplo, una muestra de agregado que pese dos y media veces más que un volumen igual de agua tiene un peso específico de 2.5.

El cálculo del peso específico de la muestra seca de agregado establece un punto de referencia para medir los pesos específicos necesarios en la determinación de las proporciones de agregado, asfalto, y vacíos que van a usarse en los métodos de diseño.



FIGURA 3.22 - Determinación del Peso Específico de una Muestra de Agregado.

- *Determinación del Área Superficial de Agregado*

La determinación del área superficial de los agregados es importante, en el Método Hveem, porque el área superficial de un agregado (junto con su capacidad superficial) es el parámetro usado para aproximar el contenido de asfalto de la

mezcla. El área superficial se determina después de tamizaren seco una muestra de agregado, y pesar el contenido de cada tamiz. Esta información es luego convertida en el área superficial estimada de la muestra mediante el uso de una tabla de Factores de Área Superficial (Figura 3.23). El área superficial se expresa en términos de metros cuadrados por kilogramo (pies cuadrados por libra) y varía inversamente con el tamaño del agregado.

Tamaño Máximo en mm No.	4.75 (4)	2.36 (8)	1.18 (16)	0.60 (30)	0.30 (50)	0.15 (100)	0.075 (200)
Factor de Área Superficial* ft ² /lb(m ² /kg)	2 (.41)	4 (.82)	8 (1.64)	14 (2.87)	30 (6.14)	60 (12.29)	160 (32.77)

* Los factores de área superficial se aplican solamente cuando todos los tamices citados arriba se usan en el análisis de tamices.

Tamaño de Tamiz	Porcentaje que Pasa	×	Factor de A.S.	=	Área Superficial
19.0 mm (¾")	100	}	2 (.41)	=	2.0 (.41)
9.5 mm (½")	90				
4.75 mm (No. 4)	75		2 (.41)		1.5 (.31)
2.36 mm (No. 8)	60		4 (.82)		2.4 (.49)
1.18 mm (No. 16)	45		8 (1.64)		3.6 (.74)
0.60 mm (No. 30)	35		14 (2.87)		4.9 (1.00)
0.30 mm (No. 50)	25		30 (6.14)		7.5 (1.54)
0.15 mm (No. 100)	18		60 (12.29)		10.8 (2.21)
0.075 mm (No. 200)	10		160 (32.77)		16.0 (3.28)

Área Superficial = 48.7 ft.²/lb (9.98 m²/kg)

FIGURA 3.23 - Tabla de Factores de Área Superficial.

• Determinación de la Capacidad Superficial de Agregados

La capacidad superficial de un agregado es su capacidad para retener una capa de asfalto.

El ensayo Equivalente Centrifugo de Kerosene (CKE) es usado para determinar un contenido aproximado de asfalto para un agregado. El procedimiento CKE suministra un índice llamado factor "K" que indica, basado en la porosidad, la rugosidad relativa de partícula y la capacidad superficial.

Los factores "K" son determinados por medio de ensayos que miden la cantidad de aceite retenido (ver Figura 3.24) en la fracción gruesa (material pasando el tamiz 9.5 mm y retenido en el tamiz 4.75 mm de un agregado) y la cantidad retenida en la fracción fina (material pasando el tamiz 4.75 mm). Los factores son luego

combinados en un solo factor que representa el compuesto de agregado. Este factor individual, junto con el área superficial del agregado, es posteriormente usado para determinar un contenido aproximado de asfalto a partir de una serie de gráficos

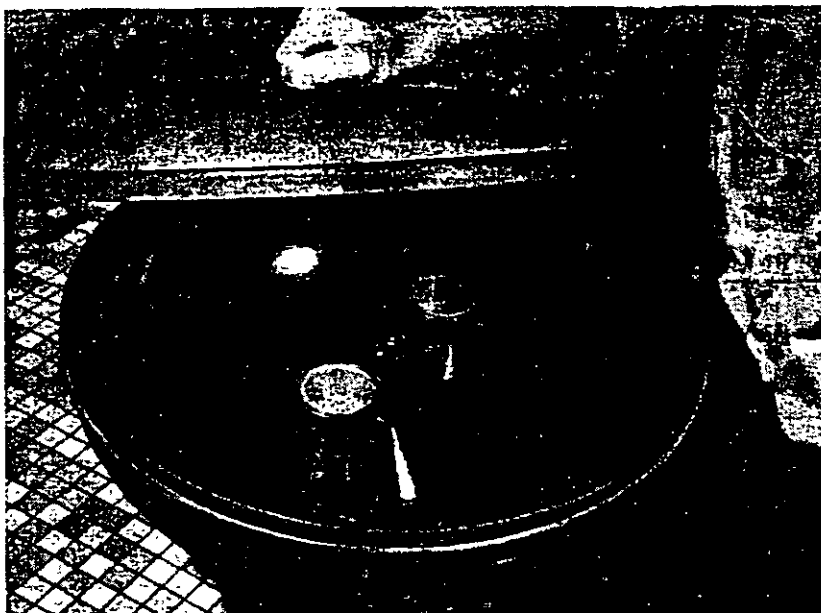


FIGURA 3.24 - Saturando una Muestra de Agregado con Kerosene (Prueba CKE).

PREPARANDO MUESTRAS (Probetas) DE ENSAYO

El técnico debe preparar probetas de ensayo de las posibles mezclas de pavimentación, cada una conteniendo una ligera cantidad diferente de asfalto. Los contenidos de asfalto usados en las probetas de ensayo son los contenidos sugeridos por los datos de los ensayos de área superficial y capacidad superficial. La proporción de agregados de las mezclas es formulada a partir de los resultados de los análisis de tamices en seco.

Las probetas se preparan: a) una con el contenido aproximado de asfalto, b) dos con contenidos de 0.5 y 1.0 por ciento mas que el aproximado, y c) una con un contenido de 0.5 por ciento menos que el aproximado. La preparación se hace de la siguiente manera:

1) El asfalto y el agregado se calientan y mezclan, completamente, hasta que todas las partículas de agregado sean revestidas. Esto simula los procesos de calentamiento y mezclado que ocurren en la planta.

2) La mezcla resultante es colocada en un horno a 60°C (140°F) por un periodo de quince horas para simular el almacenamiento de la mezcla en la planta y el tiempo transcurrido entre la producción y la colocación de la mezcla. Esto permite que el asfalto se "envejezca" ligeramente y también permite cualquier absorción de asfalto en el agregado, lo cual seguramente ocurrirá durante la producción y colocación de la mezcla.

3) La mezcla es calentada a 100°C (230°F) para simular la temperatura de compactación.

4) Luego la mezcla es colocada en un molde de compactación y apisonada con una varilla de punta redondeada (Figura 3.25). El varillado ayuda a garantizar una compactación uniforme de la mezcla bajo las condiciones del laboratorio.

5) Un compactador mecánico es usado para compactar la mezcla (Figura 3.26), simulando la compactación por rodillo del pavimento real.



FIGURA 3.25 - Varillando una Muestra de Mezcla dentro del Molde.

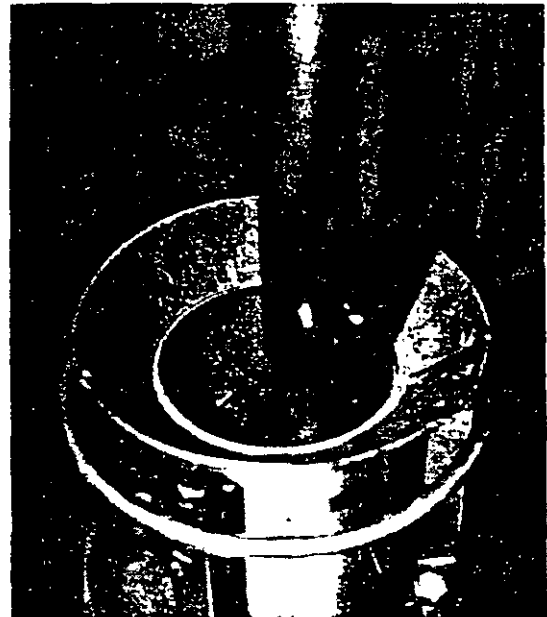
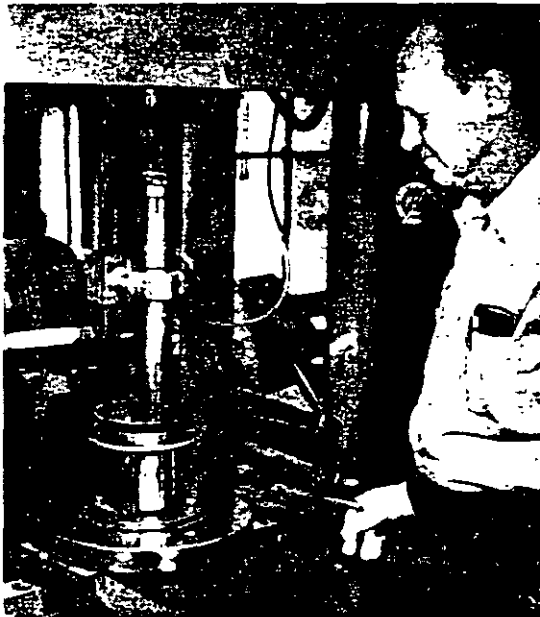


FIGURA 3.26 - Compactador Mecánico Compactando una Muestra de Mezcla.

PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO HVEEM

Existen tres procedimientos en el método del ensayo Hveem. Estos son: un ensayo de estabilómetro, una determinación de densidad y un ensayo de expansión.

ENSAYO DE ESTABILÓMETRO

El Ensayo de Estabilómetro está diseñado para medir la estabilidad de una mezcla de prueba bajo esfuerzos específicos. La probeta compactada es colocada dentro del estabilómetro, en donde está rodeada por una membrana de caucho (Figura 3.27). Una carga vertical es impuesta sobre la probeta y la presión lateral (horizontal) resultante es medida.

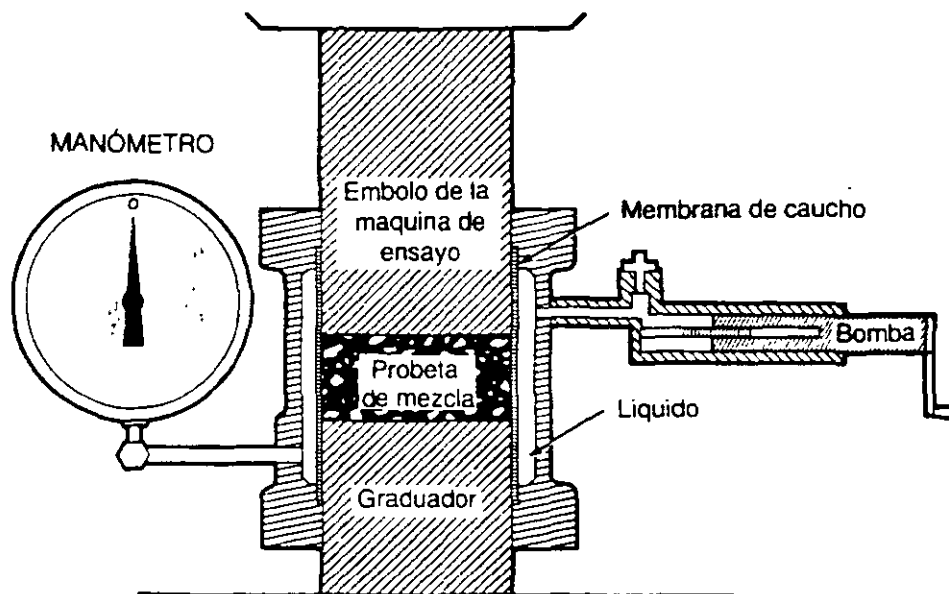


FIGURA 3.27 - Prueba de Estabilómetro.

La presión vertical simula los efectos de la repetición de las cargas de medas neumáticas, bajo un periodo largo.

Los resultados del estabilómetro dependen, en gran parte, de la fricción interna (resistencia) de los agregados y, es un menor grado, de la consistencia del asfalto.

El Ensayo de Estabilómetro se efectúa de la siguiente manera:

- 1) La probeta es calentada a 60°C (140°F).
- 2) La probeta es colocada en el Estabilómetro como se muestra en la Figura 3.27.
- 3) La presión en el estabilómetro es elevada a 34.5 kPa (5 psi).
- 4) Una carga vertical es aplicada a una velocidad de 0.02 mm/s (0.05 pulgadas/minuto) hasta lograr una carga de 26.7 kN (6,000 lbf).
- 5) Las lecturas de presión lateral son medidas y registradas bajo cargas verticales específicas.

6) La carga vertical es disminuida a 4.45 kN (1,000lbf) y se mide el desplazamiento usando la bomba de desplazamiento.

7) El valor Hveem de estabilidad para la probeta se calcula usando la información obtenida del Ensayo de Estabilómetro. El valor resultante del estabilómetro esta basado en la idea de que una mezcla asfáltica tiene propiedades que oscilan entre un líquido y un sólido rígido. El valor de estabilidad se obtiene de una escala arbitraria que va de 0 a 100: el 0 corresponde a un líquido que no presenta resistencia interna a cargas lentamente aplicadas, el 100 corresponde a un sólido hipotético que transmite, bajo cierta carga vertical, una presión lateral que no puede registrarse.

ANÁLISIS DE VACÍOS

Los yacios son las pequeñas bolsas de aire que se encuentran entre las partículas de agregado revestidas de asfalto. El porcentaje de yacios se calcula a partir del peso específico total de cada probeta compactada y del peso específico teórico de la mezcla de pavimentación (sin yacios). Este último puede ser calculado a partir de los pesos específicos del asfalto y el agregado de la mezcla, con un margen apropiado para tener en cuenta la cantidad de asfalto absorbido por el agregado, o directamente mediante un ensayo normalizado (AASHTO T 209) efectuado sobre la muestra de mezcla sin compactar.

El peso específico total de las probetas compactadas se determina pesando las probetas en aire y en agua.

ENSAYO DE EXPANSIÓN

El agua es el enemigo de todas las estructuras de pavimento. En consecuencia, un diseño de una mezcla de pavimentación debe estar dirigido a proporcionarle al pavimento una adecuada resistencia al agua para garantizar su durabilidad. El ensayo de expansión mide la cantidad de agua que se filtra dentro o a través de una probeta, y la cantidad de expansión que el agua causa. También mide la permeabilidad de la mezcla - su capacidad de permitir que el agua pase a través de ella.

El aparato usado para conducir el ensayo de expansión esta ilustrado en la Figura 3.28.

El procedimiento del ensayo de expansión consiste en lo siguiente:

- 1) La probeta, en su molde de compactación, se coloca en una bandeja de aluminio y se cubre con una placa perforada de bronce.
- 2) Un medidor de cuadrante se monta sobre la probeta de tal manera que su guía toque la placa de bronce.
- 3) Una cantidad específica de agua es vertida dentro del molde, directamente sobre la placa de bronce.
- 4) La distancia entre el labio superior del molde y la superficie del agua es medida y su valor es registrado.
- 5) La probeta se deja reposar sumergida por veinticuatro horas.
- 6) Se toma una lectura del medidor de cuadrante. Esta lectura indica cuanto se ha elevado la superficie de la probeta debido a la expansión.
- 7) La distancia entre el labio superior del molde y la superficie del agua es medida nuevamente. La diferencia entre esta medida y la medida tomada inicialmente

(veinticuatro horas antes) indica la cantidad de agua que se ha filtrado en la briqueta. Por lo tanto, esta diferencia es una medida de la permeabilidad de la briqueta.

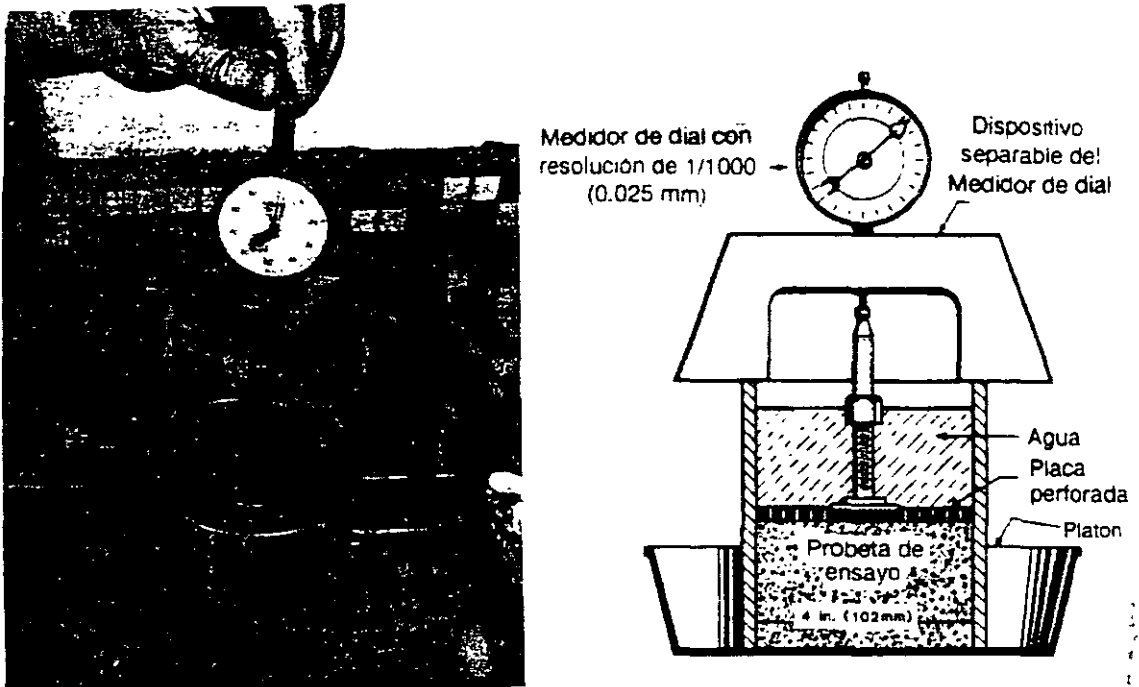


FIGURA 3.28 - Aparato para la Prueba de Expansión.

ANALIZANDO LOS RESULTADOS DEL ENSAYO HVEEM

Los resultados del Ensayo de Estabilómetro, de la densidad total, y de los contenidos de vacíos, son registrados en una hoja de calculo (Figura 329) y son trazados en gráficos como se muestra en la Figura 3.30. Cada punto del gráfico representa el valor obtenido por una probeta, o serie de probetas, en un ensayo. Los puntos son conectados por medio de una línea continua para formar una curva suave. Estos gráficos son usados para comparar las características de las probetas de ensayo.

Para determinar si el diseño de una mezcla por el método Hveem es o no adecuado, es necesario verificar si el contenido de asfalto y la granulometría del agregado cumplen con los requisitos enunciados en la tabla de la Figura 331

El contenido óptimo de asfalto es normalmente el porcentaje más alto que la mezcla pueda acomodar sin reducir la estabilidad o el contenido de vacíos por debajo de los valores mínimos. El contenido óptimo de asfalto se determina al comparar tres características de la mezcla. Estas son, los valores del estabilómetro, los porcentajes de vacíos, y la tendencia a la exudación. Los gráficos de pirámide, como la de la Figura 3.32, se usan para efectuar las comparaciones y poder determinar cual es la mejor mezcla de prueba para el pavimento que esta siendo diseñado.

**DATOS DE DISEÑO
DE MEZCLA EN CALIENTE
POR EL METODO HVEEM**

Peso específico del Cem. Asf. 1.012 Cem. Asf. AC-10 Numero de Lab. para el Cem. Asf. usado: 53-0741 Peso Esp. Prom. Agr = 2.760 Números de Lab para los Agr. usados: 53-1252; 53-1253										
GRANULOMETRIA, CKE, Y PORCENTAJE DE ASFALTO										
Tamaño de Tamiz, mm (pulgadas o No.)	19.0 (¾)	12.5 (½)	9.5 (¾)	4.75 (4)	2.36 (8)	1.18 (16)	0.60 (30)	0.30 (50)	0.15 (100)	0.075 (200)
Limites de Especificación	100	100 80	90 70	70 50	50 35		29 18		16 8	10 4
% que Pasa	100	91	76	60	42	32	23	16	12	6
Factores de A.S., m²/kg			0.41	0.41	0.82	1.64	2.87	6.14	12.29	32.77
Area Superficial, m²/kg			0.41	0.25	0.34	0.53	0.66	0.98	1.47	1.97
CKE: AF = 2.8; AG=2.8; K ₁ =1.0; K ₂ =1.3; K ₃ =1.0; Total A.S.										6.62 m²/kg
% Estimado de Cem. Asf. por peso de Agr. usando solamente pruebas CKE										5.5
% Recomendado de Cem. Asf. por peso de Agr. usando criterios de diseño de mezclas										5.0
Identificación de la Probeta	A		B		C		D			
% de Cem. Asf. por peso de Agr.	5.0		5.5		6.0		6.5			
% de Cem. Asf. por peso de mezcla	4.76		5.21		5.66		6.10			
Peso en aire, gramos	1211.0		1223.3		1230.8		1235.9			
Peso en agua, gramos	714.9		723.8		727.6		733.3			
Volumen total. cc.	496.1		499.5		503.2		502.6			
P. Esp. Total	2.441		2.449		2.446		2.459			
P. Esp. Max.	2.559		2.540		2.522		2.504			
% Vacios - Mezcla Total	4.6		3.6		3.0		1.8			
Peso Unitario - kg/m3	2.439		2.448		2.446		2.457			
Carga Total lbs.	Carga (kN)	Carga Unitaria psi	Carga Unitaria (MPa)	ESTABILOMETRO						
500	(2.22)	40	(0.28)	9	9	9	10			
1000	(4.45)	80	(0.55)	12	12	15	16			
2000	(8.90)	160	(1.10)	15	16	24	26			
3000	(13.34)	240	(1.65)	21	22	30	38			
4000	(17.79)	320	(2.21)	28	30	42	55			
5000	(22.24)	400	(2.76)	36	39	55	83			
6000	(26.69)	480	(3.31)	50	52	62	105			
Desplazamiento - vueltas	2.40		2.50		2.46		2.50			
Valor de Estabilidad	48		45		36		25			

Padilla

Inspector

*Area Superficial, m²/kg = 0.204816 ft²/lb

FIGURA 3.29 - Formulario Sugerido para Presentar Resultados (incluye datos de un diseño típico por el Método Hveem).

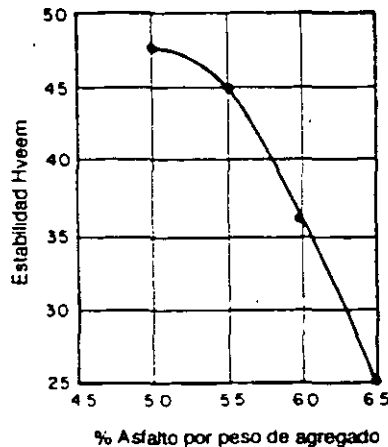
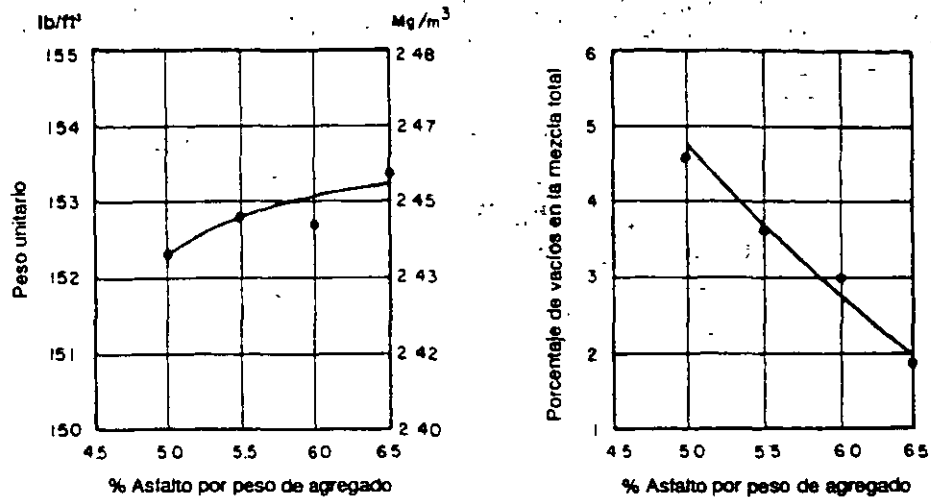


FIGURA 3.30 - Ejemplo de Gráficos de Peso Unitario, Porcentaje de Vacíos, y Valores de Estabilometro para Probetas de Ensayo.

El procedimiento usado para determinar el contenido óptimo de asfalto consiste en (ver ejemplo en la Figura 3.33).

- 1) Registre, en el Paso 1 de la pirámide, los contenidos de asfalto usados para preparar las probetas de ensayo. Registre los contenidos en orden de menor a mayor, de izquierda a derecha (el máximo contenido aparecerá en el ultimo cuadro de la derecha).
- 2) Seleccione, del Paso 1, los tres contenidos más altos de asfalto que no presenten exudación superficial "moderada" o "fuerte", y regístrelos en el Paso 2 de la pirámide. Una exudación superficial se considera "leve" si la superficie presenta un ligero lustre. La exudación se considera "moderada" si hay una cantidad suficiente de asfalto libre que aparentemente causa que un papel se pegue a la superficie,

pero no se nota ninguna deformación en la probeta. La exudación superficial se considera "fuerte" si hay suficiente asfalto libre para causar burbujas superficiales, o deformación en la probeta, después de la compactación.

Categoría de Tránsito	Pesado		Mediano		Liviano	
	mínimos	máximo	mínimos	máximo	mínimos	máximo
Valor del Estabilómetro	37	—	35	—	30	—
Expansión	menos que 0.030 pulgadas (0.762 mm)					

NOTAS:

¹ Se hace un esfuerzo por proveer un porcentaje mínimo de vacíos de aproximadamente 4 por ciento, aunque no esta dentro del método de diseño.

² Todos los criterios, y no solo estabilidad, deben ser considerados en el diseño de una mezcla asfáltica de pavimentación.

³ Las mezclas asfálticas de base que no cumplan los criterios citados arriba, cuando se ensayen a 60°C, se consideraran satisfactorias si cumplen los criterios cuando se ensayen a 38°C, y si se colocan a 100 mm o mas por debajo de la superficie. Esta recomendación se aplica solamente a las regiones que tengan una variedad de condiciones climáticas similar a la que prevalece en casi todas las regiones de Estados Unidos. Ciertas guías y normas se están desarrollando para aplicar temperaturas mas bajas de prueba en las regiones que presentan condiciones climáticas mas extremas.

(Métodos de Diseño de Mezclas para Concreto Asfáltico [MS-2] Instituto del Asfalto)

FIGURA 3.31 - Tabla de los Criterios de Diseño de Mezclas por el Método Hveem.

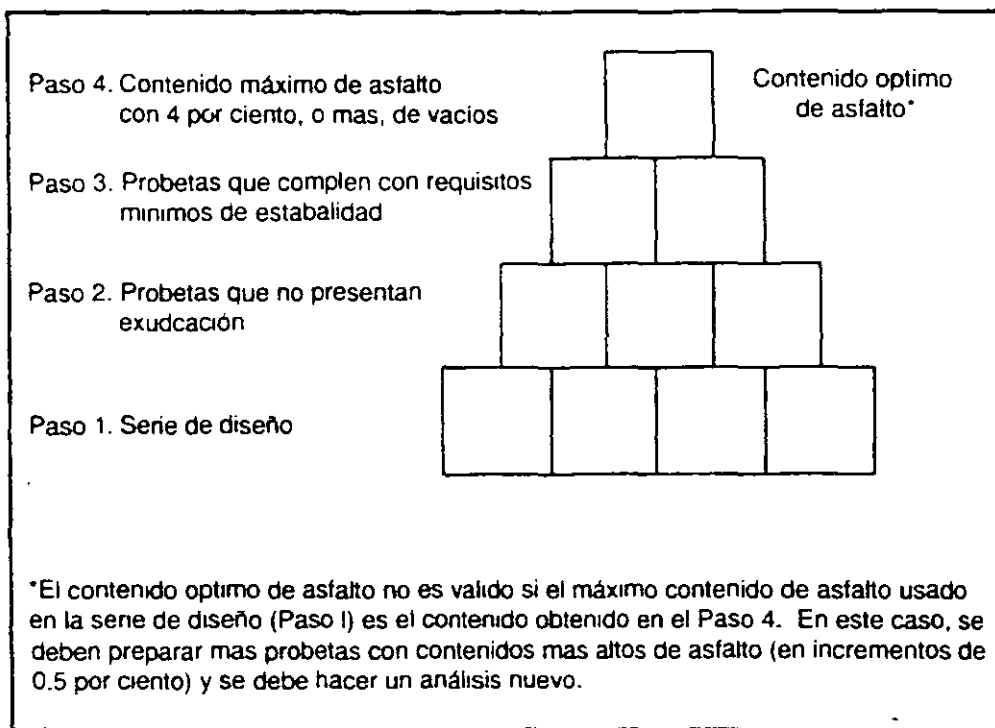


FIGURA 3.32 - Gráfico de Pirámide usado para Determinar el Contenido Optimo de Asfalto.

3) Seleccione, del Paso 2, los contenidos mas altos de asfalto que a su vez proporcionen el mínimo valor especificado de estabilidad, y registrelos en el Paso 3 de la pirámide.

4) Seleccione, del Paso 3, el contenido mas alto de asfalto que a su vez produce un contenido de vacíos de por lo menos 40 por ciento, y registre su valor en el Paso 4 de la pirámide. Este es el contenido óptimo de asfalto. Sin embargo, si el contenido máximo de asfalto usado en el Paso 1 es el mismo contenido de asfalto que resulta en el Paso 4, se deberán preparar probetas adicionales con contenidos más altos de asfalto y deberá determinarse un nuevo contenido optimo de asfalto. La razón es que un contenido de asfalto mayor que el máximo ensayado puede llegar a ser mejor para el diseño del pavimento

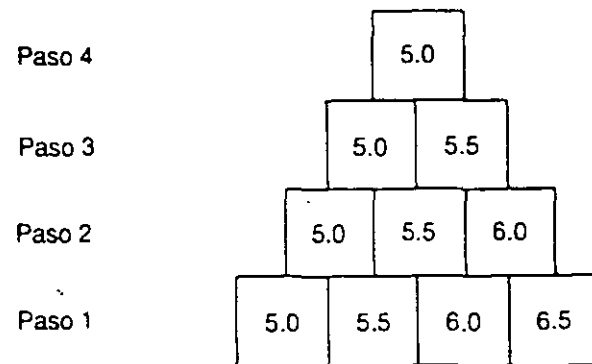


FIGURA 3.33 - Ejemplo de los Procedimientos de Pirámide.

RESUMEN DEL MÉTODO HVEEM DE DISEÑO DE MEZCLAS

El propósito del Método Hveem de diseño de mezclas es determinar la proporción apropiada de asfalto y agregado que una mezcla de pavimentación debe tener para producir un pavimento con las características deseadas. El método incluye procedimientos preliminares para identificar graduación, área superficial, y capacidad superficial del agregado. Un contenido—aproximado de asfalto para la mezcla es luego calculado a partir de estos procedimientos. Posteriormente, se preparan probetas de mezclas con contenidos ligeramente variables de asfalto, usando métodos que simulan las condiciones actuales de la producción de mezclas de pavimentación.

Las probetas son luego sometidas a tres pruebas: el ensayo de estabilómetro, determinación de la densidad total, y el ensayo de expansión. Los resultados de estos ensayos son correlacionados y usados para seleccionar el diseño de mezcla que va a exhibir las características de un pavimento óptimo.

MÉTODOS PARA DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE MEZCLAS ASFÁLTICAS

El diseño de las mezclas asfálticas tendrá por objeto establecer las proporciones de los materiales que en la elaboración de las mismas intervienen, a fin de lograr en ellas ciertas propiedades que propicien condiciones de uso y duración suficientes

2.7 Granulometría para el diseño de mezclas asfálticas modificados

METODOLOGÍA ESPAÑOLA PARA DISEÑO DE MEZCLAS

En España, las "Recomendaciones sobre mezclas bituminosas en caliente (OC 299/89 T)" establecen en su revisión del artículo 542 para el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales, el procedimiento a seguir en el proyecto y dosificación de mezclas "densas y semidensas", basado en el ensayo Marshall y en el ensayo de máquina de pista cuando estas mezclas se empleen en capas de rodadura e intermedia, previa selección de los materiales que las componen de acuerdo con las exigencias del Pliego.

En base a este documento, el proyecto y dosificación de las mezclas densas se realizará de acuerdo a la siguiente metodología:

METODOLOGÍA ESPAÑOLA PARA DISEÑO DE MEZCLAS

El tipo de mezcla densa a emplear se fijará en función de tipo y espesor de la capa del pavimento a la que se destina.

CAPA	ESPESOR (cm)	TIPO DE MEZCLA
RODADURA	menor a 3	D8
	3 - 5	D12, S12, A12, P12, PA12
	mayor a 5	D20, S20
INTERMEDIA	6 - 9	D20, S20, S25, G20
BASE	9 - 15	S25, G20, G25, A20
ACOTAMIENTOS*	4 - 6	D12

* en el caso de que no se emplee el mismo tipo de mezcla que en la capa de rodadura de la calzada

METODOLOGÍA ESPAÑOLA PARA DISEÑO DE MEZCLAS

La curva granulométrica de la mezcla deberá ajustarse a uno de los husos definidos en la siguiente Tabla

GRANULOMETRÍA		CERNIDO ACUMULADO (% en masa)										
		TAMICES UNE (mm)										
		40	25	20	12.5	10	5	2.5	0.63	0.32	0.16	0.08
Densa	D8					100	70-90	45-70	18-34	12-25	8-17	5-10
	D12			100	80-95	72-87	50-65	35-50	18-30	13-23	7-15	5-8
	D20		100	80-95	65-80	60-75	47-62	35-50	18-30	13-23	7-15	5-8
SEMIDENSA	S12			100	80-95	71-86	47-62	30-45	15-25	10-18	6-13	4-8
	S20		100	80-95	65-80	60-75	43-58	30-45	15-25	10-18	6-13	4-8
	S25	100	80-95	75-88	60-75	55-70	40-55	30-45	15-25	10-18	6-13	4-8
GRUESA	G20		100	75-95	55-75	47-67	28-46	20-35	8-20	5-14	3-9	2-6
	G25	100	75-95	65-85	47-67	40-60	26-44	20-35	8-20	5-14	3-9	2-5
ABIERTA	A12			100	65-90	50-75	20-40	5-20				2-4
	A20		100	65-90	45-70	35-60	15-35	5-20				2-4
DRENANTE	P12			100	75-100	60-90	32-50	10-18	6-12			3-6
	PA12			100	70-100	50-80	15-30	10-22	6-13			3-6

METODOLOGÍA ESPAÑOLA PARA DISEÑO DE MEZCLAS

El tipo de asfalto a emplear dependerá de la zona estival térmica en que se encuentre la carretera, ver Tabla 4, y de la categoría de tráfico pesado Tabla 3. En la Instrucción 6.1-I.C y 6.2-I.C "Secciones del firme" (Secciones del pavimento) se definen cinco categorías de tráfico pesado, en función de la Intensidad Media Diaria de vehículos pesados (IMDp)*, en el carril de proyecto y en e/año de puesta en servicio, como puede observarse en la Tabla 3.

METODOLOGÍA ESPAÑOLA PARA DISEÑO DE MEZCLAS

CATEGORÍAS DE TRÁFICO PESADO	IMDp
T0	más de 2000
T1	entre 800 y 2000
T2	entre 200 y 799
T3	entre 50 y 199
T4	menos de 50

T00 más de 4000 vehículos pesados

METODOLOGÍA ESPAÑOLA PARA DISEÑO DE MEZCLAS

El tipo de asfalto a emplear dependerá de la zona estival térmica en que se encuentre la carretera, ver Tabla 4, y de la categoría de tráfico pesado Tabla 3.

CATEGORIA DE TRAFICO PESADO	ZONA TERMICA ESTIVAL		
	CALIDA	MEDIA	TEMPLADA
T0	40/50*	60/70	60/70
T1	40/50* ó 60/70*	60/70	60/70 ó 80/100
T2	40/50* ó 60/70*	60/70	60/70 ó 80/100
T3	60/70*	60/70 ó 80/100	80/100
T4	60/70* ó 80/100	80/100	80/100

*en mezclas drenantes se emplearán los tipos 60/70 y 80/100 respectivamente, en lugar de los tipos 40/50 y 60/70 indicados

A) En capa de rodadura y siguiente

CATEGORIA DE TRAFICO PESADO	ZONA TERMICA ESTIVAL		
	CALIDA	MEDIA	TEMPLADA
T0	60/70	60/70	60/70 ó 80/100
T1	60/70	60/70	60/70 ó 80/100
T2	60/70	60/70 ó 80/100	80/100

B) En capa de base, bajo otras dos

Tabla 4. Tipo de asfalto a emplear en mezclas asfálticas en caliente

METODOLOGÍA ESPAÑOLA PARA DISEÑO DE MEZCLAS

Según la categoría de tráfico y la capa a que se destine la mezcla, las proporciones mínimas de polvo mineral (filler) de aportación (excluido el que inevitablemente quede adherido a los áridos) se indican en la Tabla 5. El filler se refiere al material fino que pasa la malla No. 200 (0.063 mm).

CATEGORIA DE TRÁFICO PESADO	CAPA		
	RODADURA	INTERMEDIA	BASE
T0 y T1	100	100	50
T2	100	50	50
T3	50	50	-
T4	-	-	-

Tabla 5. Proporciones mínimas de polvo mineral de aportación
(% en masa del resto del polvo mineral, excluido el inevitablemente adherido a los áridos)

METODOLOGÍA ESPAÑOLA PARA DISEÑO DE MEZCLAS

Una vez ajustada la dosificación de los agregados pétreos, el contenido de asfalto se fijará en base al ensayo Marshall, de acuerdo con los criterios indicados en la Tabla 6.

CARACTERÍSTICA	CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	
	T0, T1 y T2	T3 y T4
No. GOLPES	75	
ESTABILIDAD (kN)	mínimo 10	7.5 - 12.5
DEFORMACIÓN (mm)	2 - 3.5	
HUECOS EN MEZCLA (%)		
capa rodadura	4 - 6	3 - 5
capa intermedia	4 - 8	3 - 8
capa base	4 - 9	3 - 9
HUECOS EN ÁRIDOS (%)		
mezclas -8	mínimo 16	
mezclas -12	mínimo 15	
mezclas -20	mínimo 14	
mezclas -25	mínimo 13	

METODOLOGÍA ESPAÑOLA PARA DISEÑO DE MEZCLAS

Cumpliendo estos criterios, el porcentaje óptimo de asfalto se establece a partir de la relación ponderal filler/asfalto, Tabla 7, y de la curva de vacíos en mezcla, para lo que hay que tener en cuenta además de la capa del pavimento en que va a ir colocada la mezcla y la categoría de tráfico pesado

CAPA	ZONA TÉRMICA ESTIVAL	
	CALIDA Y MEDIA	TEMPLADA
RODADURA	1.3	1.2
INTERMEDIA	1.2	1.1
BASE	1.0	0.9

Relación ponderal recomendada entre los contenidos de polvo mineral y asfalto en mezclas asfálticas tipo D, S y G (tráfico pesado T0, T1 y T2)

METODOLOGÍA ESPAÑOLA PARA DISEÑO DE MEZCLAS

Por otra parte, es preciso evaluar el efecto de la acción del agua sobre la cohesión de la mezcla, mediante el ensayo de inmersión-compresión, norma NLT-162/84. En él se compara la resistencia a compresión simple de probetas que han estado sumergidas en agua con la que alcanzan otras probetas iguales que no se han sumergido; la pérdida de resistencia no debe rebasar el veinticinco por ciento (25%).

METODOLOGÍA ESPAÑOLA PARA DISEÑO DE MEZCLAS

Para estas mezclas densas, destinadas rodadura e intermedia, se determina a capas de también la resistencia a las deformaciones plásticas mediante el ensayo de pista de laboratorio, norma NLT-173/84; en función de la zona estival térmica y la categoría de tráfico. La Tabla 8 fija la máxima velocidad de deformación admisible en el intervalo de 105 a 120 minutos

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	ZONA TÉRMICA ESTIVAL		
	CALIDA	MEDIA	TEMPLADA
T0 y T1		15	20
T2	15		20
T3		20	-
T4	20		-

METODOLOGÍA ESPAÑOLA PARA DISEÑO DE MEZCLAS

Para dosificar las mezclas destinadas a capas de base, mezclas semidensas y gruesas, estas Recomendaciones siguen contemplando la utilización del ensayo Marshall, complementado con el ensayo de inmersión-compresión

El ensayo Marshall no parece el más adecuado el proyecto de estas mezclas, que incluso pequeños contenidos de asfalto, cumplirían exigencias de estabilidad y deformación.

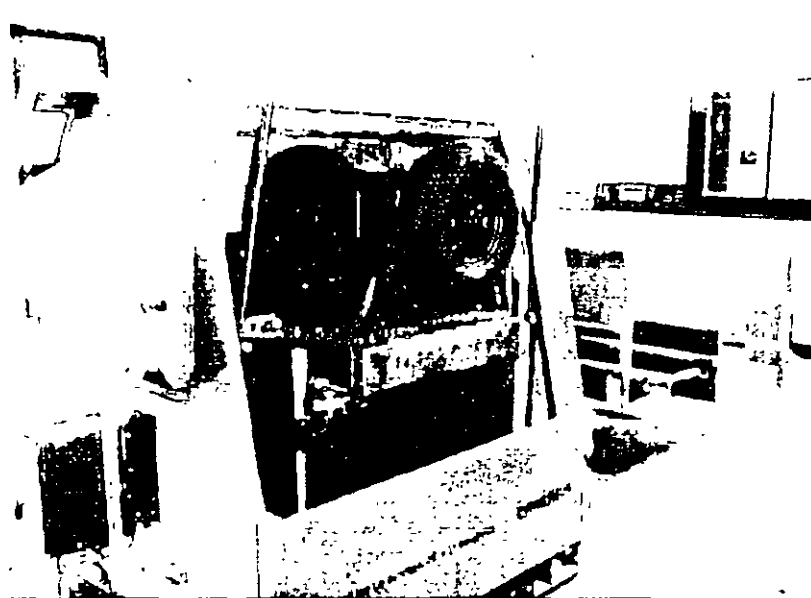
Lo más adecuado para su dosificación sería la utilización de un ensayo de fatiga, tal como recomiendan las especificaciones del SHRP

No obstante, la complejidad de estos ensayos hacen preferible utilizar ensayos más sencillos que permitan obtener parámetros que definan el comportamiento de la mezcla ante su fallo por fisuración por fatiga.



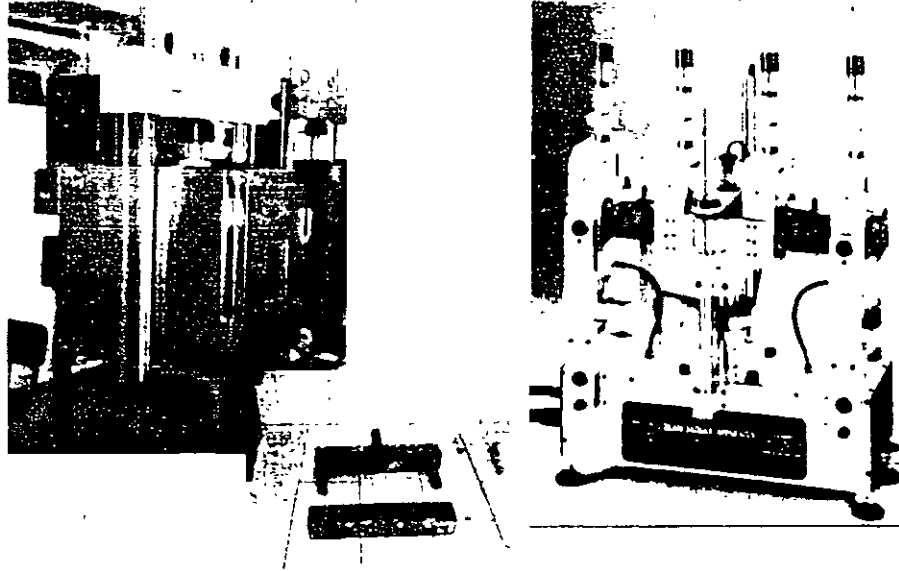
Ensayo de pista español. Evaluación de las deformaciones plásticas

METODOLOGIA ESPANOLA PARA DISENO DE MEZCLAS



Ensayo de pista francés. Evaluación de las deformaciones plásticas

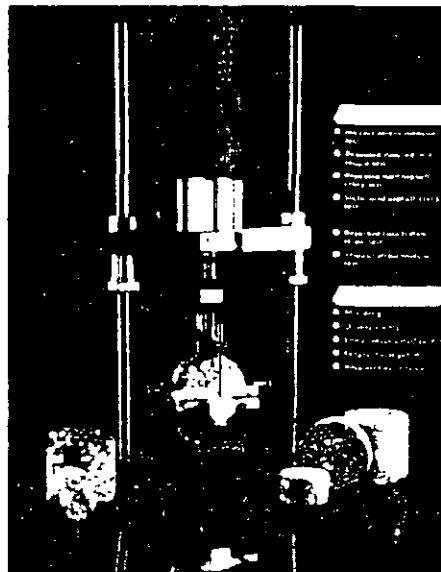
METODOLOGÍA ESPAÑOLA PARA DISEÑO DE MEZCLAS



Ensayo de fatiga por flexión a 3 y 4 puntos

METODOLOGÍA ESPAÑOLA PARA DISEÑO DE MEZCLAS

Por ello, se propone la utilización del Ensayo de Tensión Indirecta (Indirect Tensile Test, ITT, recogido en la norma NLT.346/90. Este ensayo permite valorar la resistencia a tensión de la mezcla. Además, la comparación de la resistencia obtenida sobre las probetas fabricadas en laboratorio (con la dosificación establecida), con la obtenida sobre testigos extraídos de la capa ejecutada, puede ser utilizado como mecanismo de control de la calidad de la mezcla ejecutada.



DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS POR EL PROCEDIMIENTO SHRP MÉTODO SUPERPAVE

MÉTODO SUPERPAVE

En 1987 Estados Unidos invirtió 50 millones de dólares en el Programa Estratégico de Investigación en Carreteras (SHRP, Strategic Highway Research Program) con el fin de desarrollar un nuevo sistema para especificar materiales asfálticos.

El producto final del SHRP es un nuevo sistema denominado "Superpave" Superior Performing Asphalt Pavements (Pavimentos Asfálticos de Comportamiento Superior). El Superpave es un programa computacional que ayuda a los ingenieros a seleccionar materiales y mezclas de diseño.

Representa un sistema mejorado para especificar materiales, diseñar y analizar mezclas asfálticas y predecir el comportamiento de los pavimentos.

MÉTODO SUPERPAVE

Asfaltos

Clasificación PG (Performance Grade)

Los asfaltos clasificados por comportamiento son agrupados bajo la denominación "PG", como por ejemplo PG 64-22. El primer número, 64, es llamado "grado de temperatura alto" y representa el promedio de las temperaturas más altas del pavimento durante 7 días. El segundo número, -22, representa el promedio de las temperaturas más bajas del pavimento durante 7 días y es llamado "grado de temperatura bajo".

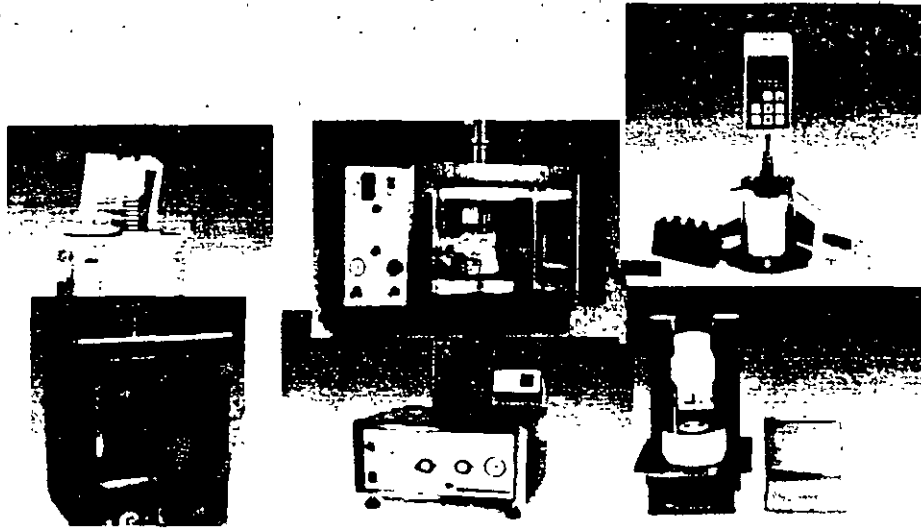
Las propiedades físicas del asfalto se miden usando cuatro dispositivos:

- Dynamic shear rheometer, DSR
- Rotational viscosimeter, RTV
- Bending beam rheometer, BBR
- Direct tension test, DTT

MÉTODO SUPERPAVE

Asfaltos

- Dynamic shear rheometer, DSR
- Rotational viscosimeter, RTV
- Bending beam rheometer, BBR
- Direct tension test, DTT



MÉTODO SUPERPAVE

Agregados minerales

El SHRP busca también demostrar que los agregados minerales juegan un papel importante en el comportamiento de las mezclas asfálticas elaboradas en caliente. No ha sido desarrollado ningún nuevo procedimiento de prueba para los agregados; se necesita refinar los procedimientos existentes para ajustarlos con el sistema Superpave.

Dos tipos de propiedades de los agregados son especificadas en el Superpave:

- propiedades de consenso
- propiedades de las fuentes o suministros

MÉTODO SUPERPAVE

Agregados minerales

Propiedades de las fuentes o suministros son aquellas que las dependencias a menudo usan para calificar fuentes locales de agregados.

Los investigadores del SHRP demostraron que estas propiedades son importantes, pero no especificaron valores.

Las propiedades de las fuentes son:

- Dureza
- Sanidad
- Materiales nocivos

MÉTODO SUPERPAVE

Hasta la aparición del procedimiento SHRP, los métodos de diseño de mezclas se basaban en la determinación del contenido de asfalto óptimo para cumplir con límites de parámetros tales como estabilidad, deformación, contenidos de vacíos, obtenidos por ensayos no relacionados directamente con una predicción de la respuesta de la mezcla en servicio.

Este último planteamiento ha sido considerado por el SHRP (Strategic Highway Reserch Program) en su propuesta de metodología de diseño de mezclas según cuatro niveles:

TRÁFICO (ejes equivalentes)	NIVEL	REQUISITOS DE CADA NIVEL DE DISEÑO (1)
EJES EQUIV. hasta 10^6	1	selección rigurosa de materiales + dosificación volumétrica
Entre 10^6 y 10^7 EJES EQUIV.	2	diseño nivel 1 + ensayos de predicción de comportamiento
Más de 10^7 EJES EQUIV.	3	diseño nivel 1 + ensayos de predicción de comportamiento mejorado

(1) en todos los casos se debe evaluar la susceptibilidad a la humedad según AASHTO T 263

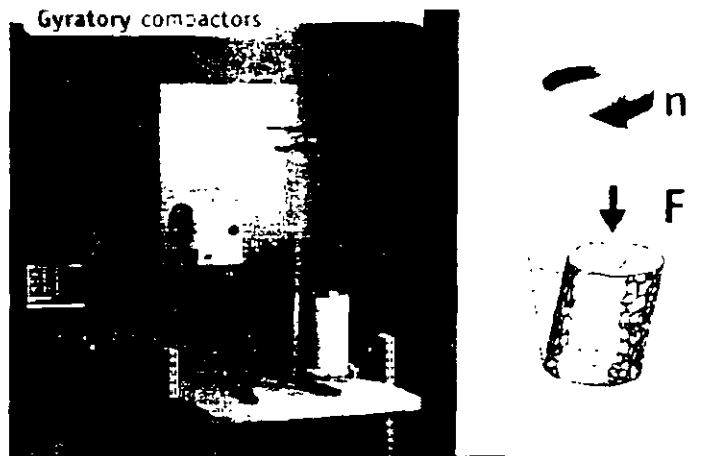
MÉTODO SUPERPAVE

NIVEL 1

En este nivel no se hacen mediciones de las propiedades mecánicas ni predicción del comportamiento.

Consiste en compactar la mezcla usando el compactador giratorio a la vez que se controla el aumento de densidad cuando se incrementa el esfuerzo de compactación.

La mezcla y la compactación de las probetas se realiza en condiciones de temperaturas de equiviscosidad, de modo que el tipo de asfalto no representa una variable a considerar.



MÉTODO SUPERPAVE

NIVEL 1

Luego de un envejecimiento a corto plazo, la mezcla se compacta con una presión vertical de 0.6 MPa y un ángulo de giro de $1,25^\circ$ a una frecuencia de 30 vueltas por minuto.

El número de vueltas de diseño varía en función del clima y del nivel de tráfico. Se calculan las propiedades volumétricas para cada contenido de asfalto, graficando vacíos de pétreos y vacíos rellenos de asfalto en función del contenido de asfalto.

Se busca el contenido de asfalto para un porcentaje de vacíos de aire del 4%, el porcentaje de vacíos en agregados se especifica en función del tamaño nominal máximo del pétreo y el contenido de vacíos rellenos de asfalto depende del nivel de tráfico.

También se exige que la compactación al número de vueltas inicial sea menor del 89% y al número de vueltas máximo sea menor del 98%.

Además de estos criterios de diseño de mezcla, el Nivel 1 requiere que se verifiquen los criterios del asfalto, de calidad y granulometría de agregado y de sensibilidad a la humedad.

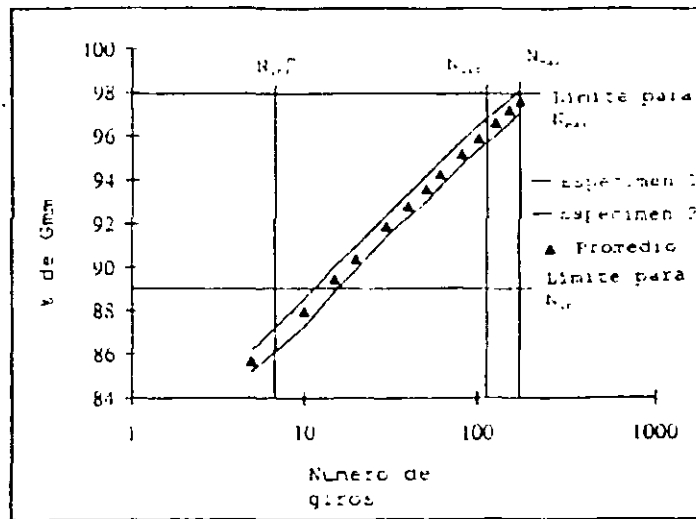


Figura V-5. Graficación de la densificación para los especímenes del ejemplo

MÉTODO SUPERPAVE

NIVEL 2

El concepto básico del método de diseño en este nivel es la selección del contenido de asfalto optimizando los límites de algunas variables que no son mediciones directas del comportamiento de la mezcla.

Por un lado está la evaluación volumétrica sobre probetas elaboradas con una determinada energía de compactación que intenta reproducir el nivel de compactación en servicio.

Por otro, la probeta se ensaya a una temperatura de 60°C, considerada representativa de la que produce deformación permanente en el pavimento, midiéndose parámetros específicos como estabilidad y fluencia Marshall, y verificando los valores mínimos especificados.

En este nivel, el tipo de asfalto también influye en la selección del contenido de asfalto pues la viscosidad de los cementos asfálticos pueden ser diferente a una misma temperatura.

MÉTODO SUPERPAVE

NIVEL 3

En este nivel se pretende establecer el contenido de asfalto de una mezcla para satisfacer simultáneamente la resistencia a la formación de roderas y la resistencia a fisuración por fatigas expresadas ambas en términos de ejes equivalentes, para unas determinadas condiciones de tráfico y ambiente.

Se asume que el problema de la *fisuración térmica* se controla mediante la correcta elección del grado PG (Performance Grade) del asfalto considerando el intervalo de temperaturas a que estará sometido en servicio y garantizando de este modo las propiedades físicas adecuadas dentro de ese rango.

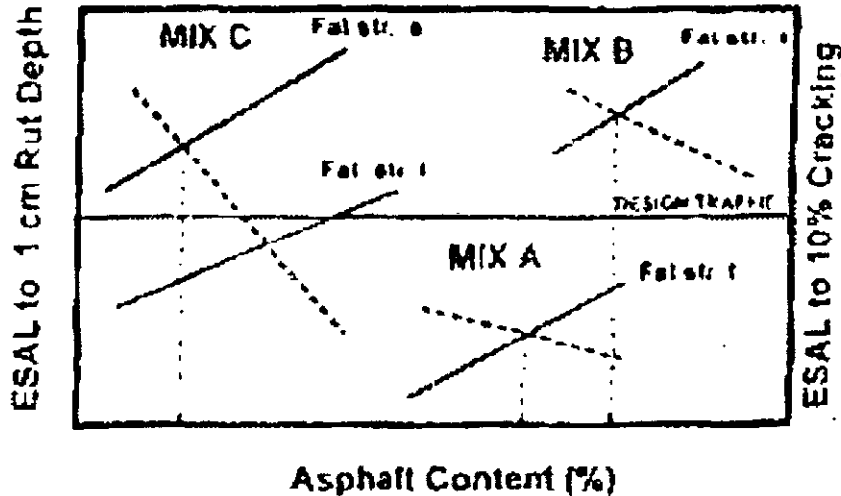
MÉTODO SUPERPAVE

NIVEL 4

Existe un cuarto nivel de diseño, que consiste en la determinación de las propiedades fundamentales de la mezcla y la evolución de esas propiedades con el tiempo, el envejecimiento, los niveles de tensión y deformación y la humedad.

La predicción del comportamiento se realiza mediante una serie de simulaciones computarizadas y el contenido de asfalto se selecciona en función de ese comportamiento. Dado que hasta la fecha este nivel todavía se encuentra en fase de estudio, aún no es aplicable.

MÉTODO SUPERPAVE



MÉTODO SUPERPAVE

Conceptos de diseño por fatiga

La fisuración por fatiga ocurre gradualmente con la deformación acumulada del pavimento

Este sistema de análisis permite juzgar con una confiabilidad predeterminada si la mezcla se comportará bien en servicio. En el caso contrario, se puede rediseñar la mezcla, reforzando la sección o repitiendo el análisis utilizando mediciones más precisas y/o estimadas.

MÉTODO SUPERPAVE

Conceptos de diseño por fatiga

Los pasos a seguir son:

1. Determinar el nivel de confiabilidad
2. Determinar la distribución esperada de temperaturas in situ
3. Estimar el tráfico de diseño
4. Seleccionar la mezcla de diseño
5. Preparar probetas y acondicionarlas según sea necesario
6. Medir el módulo de la mezcla de prueba
7. Diseñar la sección estructural del pavimento
8. Determinar la deformación unitaria de diseño bajo un eje estándar
9. Determinar la resistencia a fatiga de la mezcla en laboratorio o estimarla mediante regresión.

10. Aplicar un factor a la demanda de tráfico para considerar las diferencias entre condiciones in situ y condiciones de laboratorio para calcular el número de ejes de diseño.

11. Comparar la demanda de tráfico (número de ejes de diseño) con la resistencia de la mezcla (número de ejes que soportará)

12. Si el número de ejes de diseño excede al tolerado por la mezcla para la deformación por fatiga establecida, analizar nuevamente la resistencia de la mezcla con procedimientos que sostengan mayor precisión, o modificar la mezcla, o la sección estructural e iterar

MÉTODO SUPERPAVE

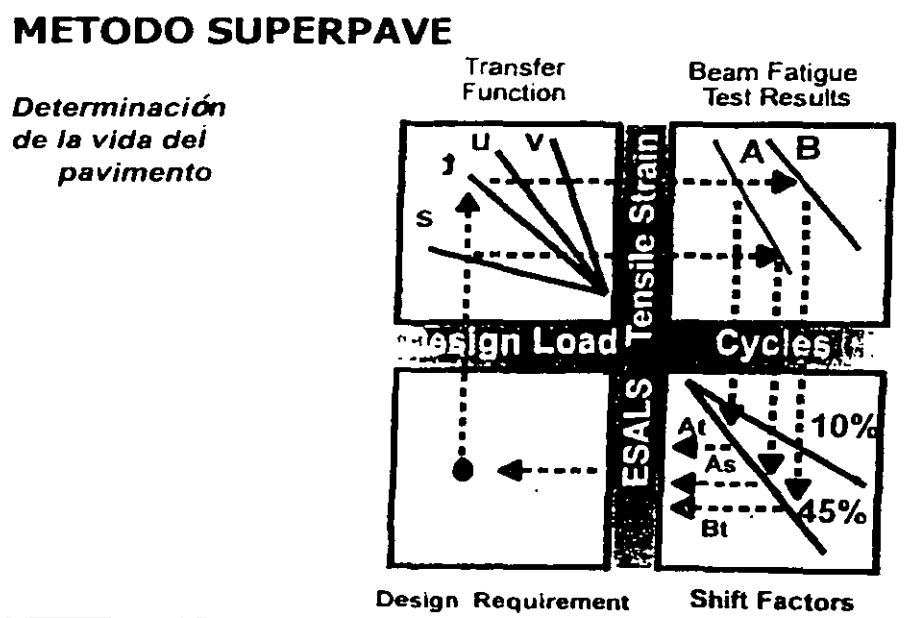
Conceptos de diseño por fatiga

En una etapa de diseño preliminar se pueden adoptar las leyes de fatiga conocidas, sin embargo se puede hacer predicciones más confiables basándose en los resultados de fatiga obtenidos sobre las mezclas reales que formarán las capas de la estructura en estudio

La propuesta del SHRP limita los ensayos de fatiga a una sola temperatura y expresa los efectos destructivos del tráfico como ejes equivalentes a esa temperatura utilizando factores de equivalencia y simplificando de esta manera el ensayo.

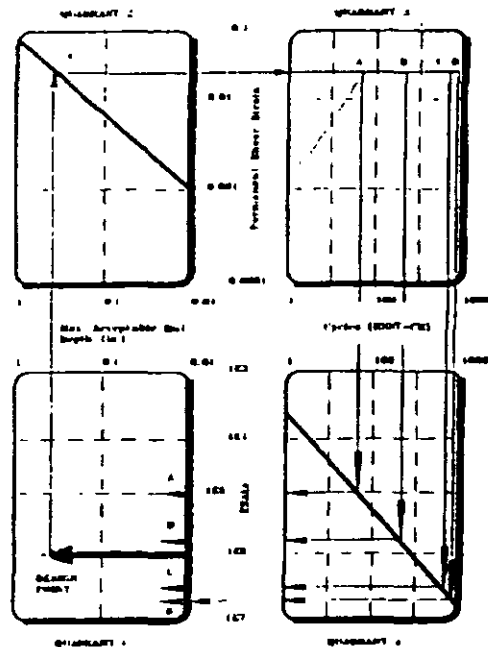
Además, el tráfico de diseño debe convertirse a ejes equivalentes a 20°C, temperatura de referencia, mediante una función de conversión de temperatura, variable con el espesor de la capa

El cálculo de máximo esfuerzo y la máxima deformación in situ a 20°C bajo una carga puede calcularse utilizando la teoría elástica multicapa.



MÉTODO SUPERPAVE

Nomograma para deformación permanente desarrollado para estimar el contenido de asfalto basándose en los resultados del ensayo de corte.



MÉTODO SUPERPAVE

Conceptos de deformación permanente

Nomograma desarrollado para estimar el contenido de asfalto basándose en los resultados del ensayo de corte.

Cuadrante 1:

- Se determina el número de ejes de diseño.
- Se selecciona una profundidad de rodera máxima admisible

Cuadrante 2:

- Con la máxima profundidad de rodera permitida se determina la deformación permanente por corte máxima permitida. Esta relación se ha obtenido a través de un análisis por elementos finitos usando las propiedades del material evaluadas por los ensayos volumétrico, uniaxial, de corte y de barrido de frecuencia, e incorporando propiedades de la mezcla no lineales, viscosas y plásticas.

2.8. Pruebas de calidad para asfaltos normales

PRUEBAS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES DEL CEMENTO ASFÁLTICO

Esta sección describe, en términos generales, las pruebas necesarias para determinar y medir las siguientes propiedades viscosidad, penetración, punto de inflamación, endurecimiento y envejecimiento, ductilidad, solubilidad y peso específico. Las normas de la ASTM que describen en detalle el equipo y los procedimientos relacionados con cada ensayo.

VISCOSIDAD

Las especificaciones de los trabajos de pavimentación requieren, generalmente, ciertos valores de viscosidad a temperaturas de 60°C (140°F) y 135°C (275°F).

La viscosidad a 60°C (140°F) es la viscosidad usada para clasificar el cemento asfáltico. Ella representa la viscosidad del cemento asfáltico a la temperatura mas alta que el pavimento puede llegar a experimentar durante su servicio. La viscosidad a 135°C (275°F) corresponde, aproximadamente, a la viscosidad del asfalto durante el mezclado y la colocación. El conocer la consistencia de un asfalto dado a estas dos temperaturas ayuda a determinar si el asfalto es apropiado o no para el pavimento que esta siendo diseñado.

La prueba de viscosidad a 60°C (140°F) utiliza un viscosímetro de tubo capilar (Figura 2.10), el cual consiste en un tubo calibrado de vidrio que mide el flujo del asfalto. El viscosímetro es colocado en un baño de agua con temperatura controlada y es pre-calentado a 60°C (140°F). Luego se vierte, en el extremo ancho del viscosímetro, una muestra de cemento asfáltico calentada a la misma temperatura (Figura 2.11).

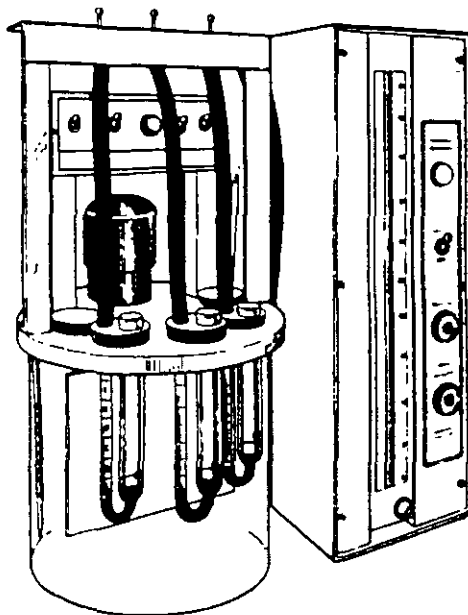


FIGURA 2.10 - Viscosímetro de Tubo Capilar en un Baño de Temperatura Constante.

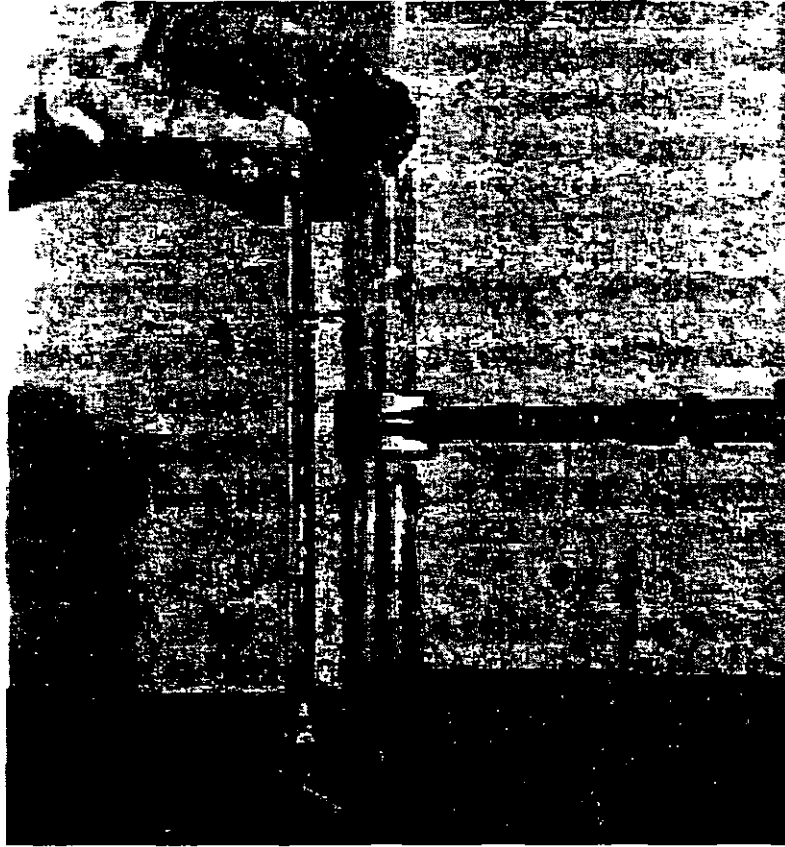


FIGURA 2.11 - Colocando una Muestra de Cemento Asfáltico en un Viscosímetro

A una temperatura de 60°C (140°F), es necesario aplicar un vacío parcial al extremo pequeño del tubo para pasar el asfalto a través del mismo, debido a que el cemento asfáltico es muy viscoso y no puede fluir fácilmente a través de la estrecha abertura del tubo capilar. El tiempo que el asfalto toma para pasar de una marca a otra del tubo es registrado, a medida que este comienza a fluir. Este tiempo es convertido fácilmente a poises, siendo la unidad normal de medida para viscosidad de asfaltos. El ensayo de viscosidad a 135°C (275°F) es similar al ensayo descrito anteriormente; sin embargo, debe haber ciertas variaciones debido a que la temperatura es mas alta. En primer lugar, es necesario usar un aceite claro en el baño con temperatura controlada debido a que el agua se evaporaría a 135°C (275°F). En segundo lugar, se utiliza un viscosímetro que no requiera de la aplicación de vacío debido a que el cemento asfáltico posee suficiente fluidez a 135°C (275°F). Por último, la medida de viscosidad utilizada es convertida a centistokes en vez de poises, debido que el flujo a través del tubo es inducido por gravedad y no por vacío

PENETRACIÓN

El ensayo de penetración es otra medida de consistencia. La prueba esta incluida en las especificaciones basadas en viscosidad para impedir que sean usados los cementos asfálticos que tengan valores inapropiados de penetración a 25°C (77°F).

La prueba normal de penetración consiste, como primera medida, en estabilizar una muestra de cemento asfáltico a una temperatura de 25°C (77°F) en un baño de agua con temperatura controlada. Seguidamente, una aguja de dimensiones prescritas se coloca sobre la superficie de la muestra bajo una carga de 100 gramos y por un tiempo exacto de 5 segundos (Figura 2.12). La distancia que la aguja penetra en el cemento asfáltico es registrada en unidades de 0.1 mm. La cantidad de estas unidades es llamada la "penetración" de la muestra.

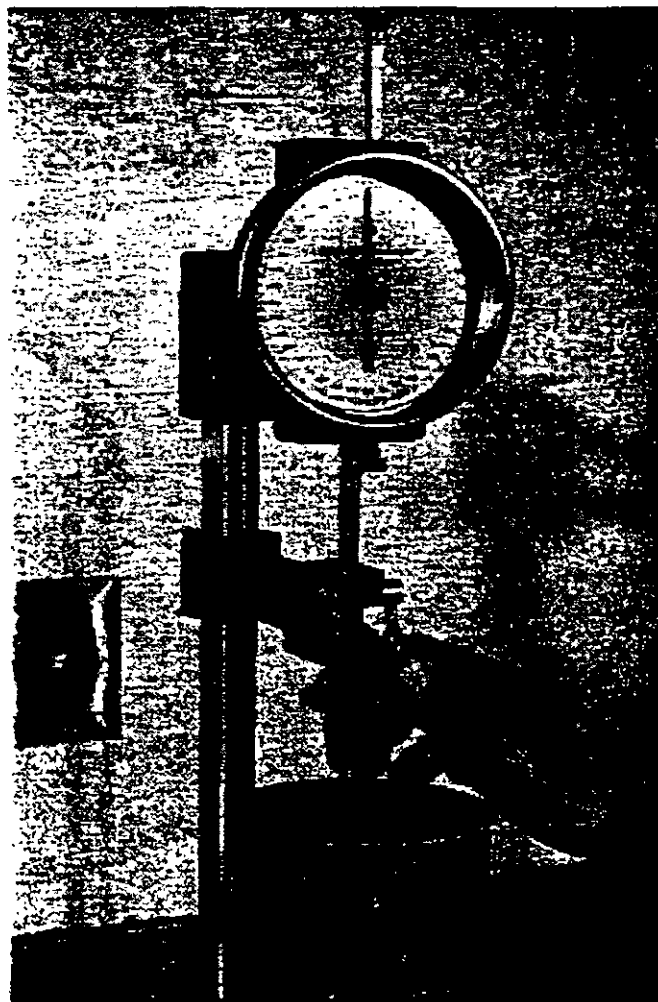


FIGURA 2.12 - Ensayo de Penetración.

PUNTO DE INFLAMACIÓN

El punto de inflamación de un cemento asfáltico es la temperatura mas baja a la cual se separan materiales volátiles de la muestra, y crean un "destello" en presencia de una llama abierta. El punto de inflamación no debe ser confundido con el punto de combustión, el cual es la temperatura mas baja a la cual el cemento asfáltico se inflama y se quema. El punto de inflamación consiste, tan solo, en la combustión instantánea de las fracciones volátiles que se están separando del asfalto.

El punto de inflamación de un cemento asfáltico se determina para identificar la temperatura máxima a la cual este puede ser manejado y almacenado sin peligro de que se inflame. Esta información es muy importante debido a que el cemento asfáltico es generalmente calentado en su almacenaje con el fin de mantener una viscosidad lo suficiente baja para que el material pueda ser bombeado.

El procedimiento básico para determinar el punto de inflamación consiste en calentar, gradualmente, una muestra de cemento asfáltico en una copa de latón mientras se esta aplicando una pequeña llama sobre la superficie de la muestra (Figura 2.13). La temperatura a la cual se presentan destellos instantáneos de vapores sobre la superficie se denomina punto de inflamación. El Ensayo de Copa Abierta de Cleveland es el procedimiento mas comúnmente usado para determinar el punto de inflamación. Sin embargo, el Ensayo de Pensky-Martens es a veces usado. Ambos sirven el mismo propósito.

PRUEBA DE PELÍCULA DELGADA EN HORNO (TFO) Y PRUEBA DE PELÍCULA DELGADA EN HORNO ROTATORIO (RTFO)

Estas pruebas no son verdaderas pruebas. Solamente son procedimientos que exponen una muestra de asfalto a unas condiciones que aproximan las ocurridas durante las operaciones de plantas de mezclado en caliente. Las pruebas de viscosidad y penetración, efectuadas sobre las muestras obtenidas después de los ensayos de TFO o RTFO, son usadas para medir el endurecimiento anticipado, del material, durante la construcción y durante el servicio del pavimento.

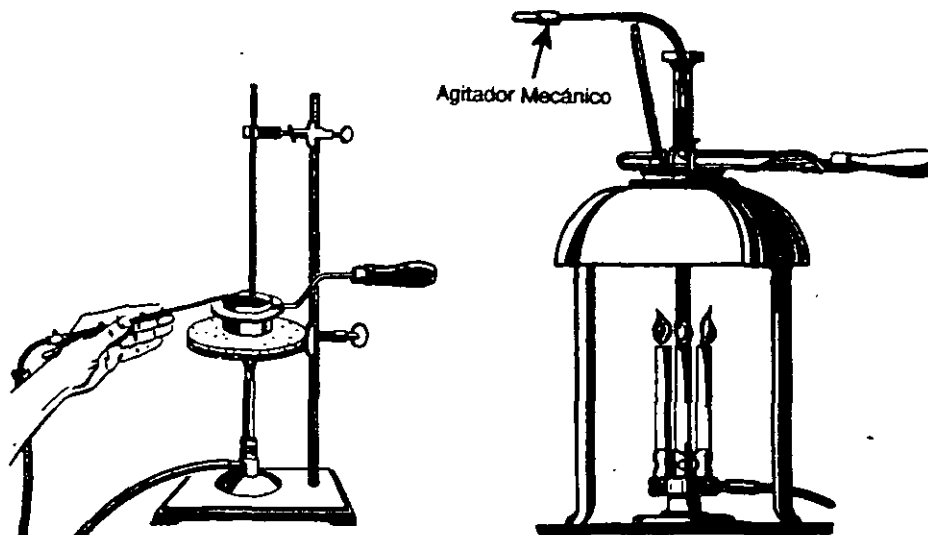


FIGURA 2.13 - Pruebas de Punto de Inflamación: (izquierda) Ensayo de Copa Abierta de Cleveland, (derecha) Ensayo de Pensky-Martens.

El procedimiento de TFO consiste en colocar una cantidad exacta de cemento asfáltico en un platillo de fondo plano tal que la muestra cubra el fondo del platillo con un espesor aproximado de 3 mm (1/8 pulgada). La muestra y el platillo se colocan, luego, en un plato rotatorio dentro de un horno (Figura 2.14), y se mantiene una temperatura de 163°C (325°F) por cinco horas. En seguida se ensaya la muestra envejecida y endurecida artificialmente, para determinar su valor de viscosidad y/o penetración.

El procedimiento de RTFO ha sido desarrollado por las agencias ubicadas en el Oeste de los Estados Unidos. Tiene el mismo propósito del ensayo TFO pero utiliza equipos y procedimientos diferentes.

Como puede apreciarse en la Figura 2.15, el equipo requerido por la prueba RTFO incluye un horno especial y unas botellas especialmente diseñadas para contener la muestra del ensayo. La muestra de cemento asfáltico se coloca en la botella, y luego se pone, de costado, en un soporte rotatorio, el cual hace girar continuamente la botella dentro del horno (mantenido a 163°C (325°F)). La rotación de la botella expone continuamente el cemento asfáltico en forma de películas delgadas. La abertura de la botella pasa, durante cada rotación completa, por un chorro de aire que remueve de la botella cualquier acumulación de vapores.

Las ventajas del ensayo de RTFO sobre el ensayo de TFO consisten en que el horno del RTFO permite acomodar un mayor número de muestras y que el tiempo requerido para endurecer las muestras es menor.

Ductilidad

La ductilidad es una medida de cuanto puede ser estirada una muestra de asfalto antes de que se rompa en dos. La ductilidad es medida mediante una prueba de "extensión", en donde una probeta de cemento asfáltico es extendida o estirada a una velocidad y una temperatura específica (Figura 2.16). El estiramiento continúa hasta que el hilo de cemento asfáltico se rompa. La longitud del hilo de material en el momento del corte se mide en centímetros y se denomina ductilidad de la muestra.

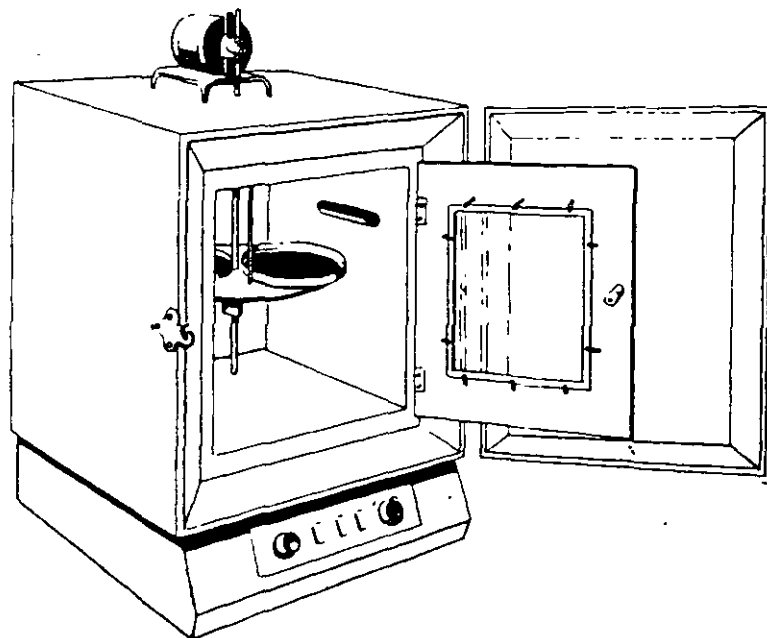


FIGURA 2.14 - Prueba de Película Delgada en Horno.

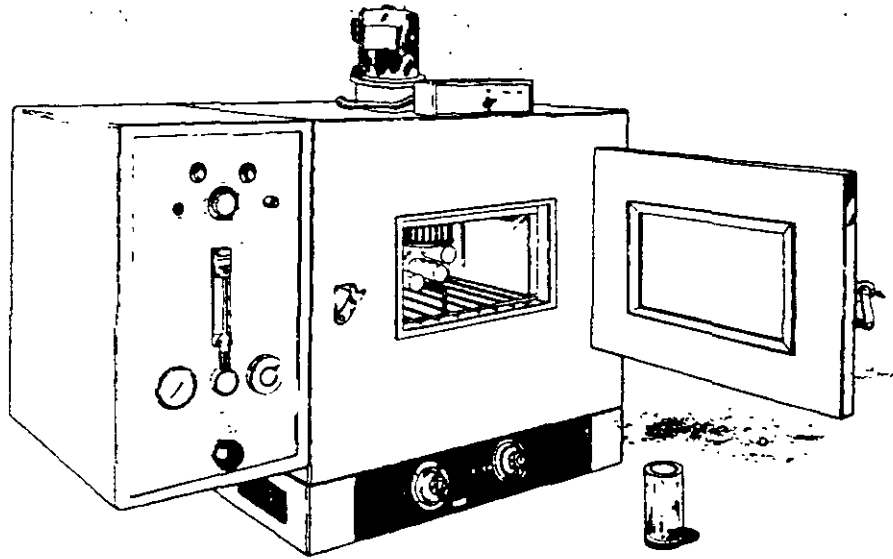


FIGURA 2.15 - Prueba de Película Delgada en Horno Rotatorio.

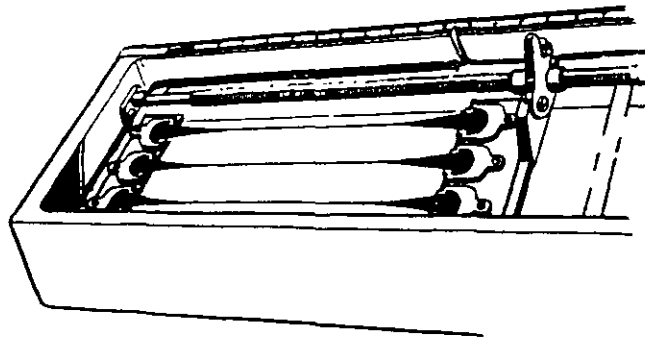


FIGURA 2.16 - Prueba de Ductilidad.

SOLUBILIDAD

El ensayo de solubilidad es un procedimiento para medir la pureza de un cemento asfáltico. Una muestra es sumergida en un solvente (tricloroetileno) en donde se disuelven sus componentes cementantes activos. Las impurezas como las sales, el carbono libre, y los contaminantes inorgánicos, no se disuelven sino que se depositan en forma de partícula. Estas impurezas insolubles son luego filtradas fuera de la solución y medidas como una proporción de la muestra original.

PESO ESPECÍFICO

El peso específico es la proporción del peso de cualquier volumen de material al peso de un volumen igual de agua, ambos a una temperatura determinada. Como ejemplo, una sustancia con un peso específico de 1.6 pesa 1.6 veces más que el agua.

El peso específico de un cemento asfáltico no se indica, normalmente, en las especificaciones de la obra. De todas maneras, hay dos razones importantes por las cuales se debe conocer el peso específico del cemento asfáltico usado:

- El asfalto se expande cuando es calentado y se contrae cuando es enfriado. Esto significa que el volumen dado de una cierta cantidad de cemento asfáltico será mayor a altas temperaturas. Las medidas de peso específico proveen un patrón para efectuar correcciones - de temperatura-volumen, las cuales serán discutidas más adelante.
- El peso específico de un asfalto es esencial en la determinación del porcentaje de vacíos (espacios de aire) de un pavimento compactado.

El peso específico es determinado, generalmente, usando el método del picnómetro (Figura 2.17) (AASHTO T 228). Los resultados para el asfalto, como para el agua, se expresan normalmente en términos de peso específico a una temperatura dada. Esto se debe a que el peso específico varía con la expansión y la contracción del cemento asfáltico, a diferentes temperaturas. (Ejemplo: Peso específico 1.05 a 15.6°-115.6°C (60°-160°F) significa que el peso específico del cemento asfáltico ensayado es de 1.05 cuando el cemento asfáltico y el agua están a una temperatura de 15.6°C (60°F)).

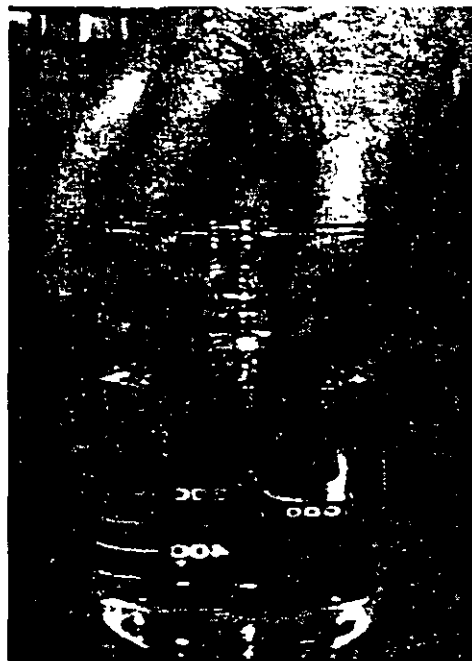


FIGURA 2.17 - Determinación del Peso Específico usando un Picnómetro (AASHTO T 228).

MANEJO, ALMACENAMIENTO, Y MUESTREO DE ASFALTO

El historial de seguridad para el manejo, almacenamiento y muestreo de asfalto es bueno. De todas maneras, ha habido accidentes que han ocasionado daños a propiedad, lesiones personales y pérdida de vida. Para prevenir tales desgracias, todo el mundo debe conocer y seguir buenas prácticas de seguridad. Cuando ocurre un accidente, cada quien debe saber cómo reaccionar y cual tratamiento de primeros auxilios es el apropiado.

El inspector debe estar al tanto de las fuentes potenciales de contaminación que puedan existir en el lugar donde el asfalto es manejado o almacenado. El inspector también debe ser capaz de identificar y evitar prácticas que conduzcan a la contaminación de muestras, debido a que él mismo puede verse obligado a tomar muestras de asfalto para ensayos. Finalmente, el inspector debe entender los cambios que ocurren en el volumen de asfalto cuando este es calentado o enfriado. Estos conocimientos son especialmente importantes cuando se comparan cantidades de asfalto a diferentes temperaturas.

SEGURIDAD EN EL MANEJO DEL ASFALTO CALIENTE

En una planta de asfalto las temperaturas usualmente exceden los 150°C (300°F). Las superficies de metal de los equipos de la planta generalmente oscilan entre los 65°C (150°F) y los 95°C (200°F). En consecuencia, cualquier contacto momentáneo con el asfalto caliente o con el equipo de la planta, incluyendo tanques, tuberías, secadores, calderas, y casas de calderas, puede quemar severamente la piel expuesta. Cuatro precauciones generales contra estas dolorosas, y a veces desfigurantes quemaduras son:

- Esté consciente de donde están localizados los riesgos de quemaduras.
- Use las áreas designadas para caminar y manténgase alejado de situaciones peligrosas.
- Siempre use la ropa adecuada de trabajo.
- Conozca y siga todos los procedimientos de seguridad relacionados con el manejo de material y equipo caliente

En caso de que ocurra una quemadura, siga las siguientes normas generales para el tratamiento:

En el caso de quemaduras locales de asfalto en la piel, aplique agua fría o una bolsa de hielo para reducir el calor del asfalto y la piel.

- En el caso donde las quemaduras cubran más del 10 por ciento del cuerpo (aproximadamente el área de piel de un brazo o de media pierna) aplique agua tibia en vez de agua fría. El agua tibia reducirá la temperatura del asfalto y de la piel sin causar un shock, el cual puede ser inducido si se aplica agua fría o hielo a quemaduras mayores.
- No remueva el asfalto de la piel.
- No cubra el área afectada con una venda
- Asegúrese que un médico revise la quemadura inmediatamente.

El sulfuro de hidrógeno es un producto de la reacción entre el hidrógeno y el azufre presentes, naturalmente, en el asfalto. En concentraciones bajas, el sulfuro de hidrógeno no es peligroso; sin embargo, en concentraciones altas, como las

encontradas en tanques de almacenamiento y otras áreas encerradas, puede ser letal. Para prevenir demasiada exposición a los vapores de sulfuro de hidrógeno:

- Mantenga su cara alejada, por lo menos un metro, de las escotillas de los tanques de asfalto.
- Mantenga su cara en dirección contraria al viento al estar cerca de las escotillas abiertas.
- Evite respirar los vapores cuando abra las tapas de las escotillas o cuando obtenga muestras.

En caso de demasiada exposición a los vapores de sulfuro de hidrógeno:
Mueva la víctima a un área de aire fresco.

- Administre oxígeno si la víctima respira con dificultad.
- Comience respiración artificial si la víctima deja de respirar.
- Haga que la víctima sea examinada inmediatamente por un médico.

ALMACENANDO ASFALTO

En una planta estacionaria de asfalto, el asfalto es almacenado en tanques aislados y calientes, cuya capacidad promedio es de 76,000 litros (20,000 galones). Los tanques montados en remolques pequeños son usados para plantas portátiles. Su capacidad es generalmente la mitad de la de los tanques fijos o estacionarios.

Los tanques de almacenamiento están equipados con espirales térmicas de vapor, espirales de aceite caliente, o calentadores de gas o eléctricos, con el fin de mantener el asfalto con suficiente fluidez para que pueda ser bombeado con facilidad. Existen ciertas precauciones que deben tomarse, respecto a las temperaturas en los tanques, para poder garantizar la seguridad:

- Verifique y registre periódicamente las temperaturas en los tanques.
- Use solamente el instrumento adecuado cuando mida la temperatura en los tanques.
- Evite tomar lecturas de temperatura cerca de los espirales de calentamiento, cerca de la pared del tanque o cerca del fondo del tanque. Dichas lecturas son, generalmente, imprecisas.
- Desde el punto de vista de seguridad es deseable almacenar el asfalto a una temperatura muy por debajo del punto de inflamación. Recuerde que los valores reportados en el ensayo de punto de inflamación son específicos de los procedimientos del ensayo y no representan, necesariamente, las atmósferas de vapor existentes en el tanque. En consecuencia, el punto de inflamación del asfalto en el lugar de almacenaje puede variar, considerablemente, respecto al punto de inflamación determinado en el laboratorio. La Figura 2 18 presenta normas que sirven de guía para el almacenamiento y manejo de varios tipos y grados de asfalto. Aun cuando no están destinadas a ser estrictas, las normas sirven para indicar temperaturas seguras de almacenaje, siendo a la vez eficaces para mantener la fluidez del asfalto, cumplir con regulaciones ambientales, y cumplir con las especificaciones de las agencias.
- Revise regularmente los tanques de almacenamiento y los espirales para ver si hay señales de daño o escape.

Los camiones y los vagones de ferrocarril que generalmente transportan asfalto pueden ser usados, a veces, para transportar otros productos del petróleo. Debido a esto, a veces se encuentran residuos no-asfálticos en los tanques a ser cargados con el asfalto; residuos que pueden contaminar la carga de asfalto. Esta contaminación puede resultar, no solamente, en un asfalto que no cumpla con especificaciones, sino también en un aumento en el peligro de incendio o explosión. Investigaciones previas han mostrado que muchos asfaltos que están fuera de especificaciones tienen puntos de inflamación muy bajos. Por ejemplo, 0.1 por ciento de aceite diesel en el cemento asfáltico puede disminuir el punto de inflamación tanto como 27°C (50°F) (ensayo de Pensky-Martens), y aumentar la penetración tanto como 10 puntos. Dicha contaminación asciende solamente a una parte por mil, pero los efectos en las propiedades del asfalto son grandes. Para minimizar estos peligros, refiérase a la Figura 2.19 cuando este cargando asfalto en tanques previamente usados para transportar otros productos.

MUESTREANDO ASFALTO

La única manera de saber si el cemento asfáltico entregado en la planta cumple con las especificaciones, es tomar muestras del material y hacerlas ensayar en el laboratorio. Las muestras deben ser representativas del cargamento total para poder obtener resultados confiables. Es muy probable que se obtengan resultados engañosos en los ensayos si las muestras están alteradas o contaminadas. Tales resultados podrían ser usados para rechazar un cargamento completo de cemento asfáltico, aun cuando el asfalto este cumpliendo con las especificaciones. La Sección 4.5 contiene detalles sobre el muestreo de asfalto.

RELACIONES TEMPERATURA-VOLUMEN

El asfalto se expande cuando se calienta y se contrae cuando se enfria. Estos cambios en volumen pueden causar confusión porque la base de los pagos y los registros de la obra es el volumen de asfalto a 15°C (59°F), sin importar la temperatura a la cual el asfalto es transportado y almacenado. Por consiguiente, cuando son entregados 19,000 litros (5,019 galones) de asfalto a 150°C (302°F), su volumen a 15°C (59°F) debe ser calculado y registrado.

El cálculo necesario es simple, y solo requiere la siguiente información:

- La temperatura del asfalto.
- El peso específico del asfalto.

La temperatura del asfalto y su peso específico son utilizados para localizar el factor de corrección en una de las tablas de la Figura 2.20. Estas tablas han estado en uso por lo menos durante las últimas tres décadas y son la única información disponible, hoy en día, para corregir temperaturas por encima de 150°C (302°F). Sin embargo, la precisión de las tablas no esta garantizada.

Una vez que el inspector conozca la temperatura del asfalto y el factor de corrección adecuado, deberá proceder a usar la siguiente fórmula para calcular el volumen de asfalto a 15°C (59°F):

$$V = V_t (CF)$$

Tipo y Grado	Referencia	Punto de Inflamación Mínimo °F (°C)	Temperatura de Almacenaje °F (°C)
AC-2.5	AASHTO M226	325 (163)	320 (160)
-5		350 (177)	330 (166)
-10		425 (219)	345 (174)
-20		450 (232)	350 (177)
-40		450 (232)	350 (177)
AR-1000	AASHTO M226	400 (205)	325 (163)
-2000		425 (219)	335 (168)
-4000		440 (227)	350 (177)
-8000		450 (232)	350 (177)
-16000		480 (238)	350 (177)
Pen 40-50	AASHTO M20	450 (232)	350 (177)
60-70		450 (232)	350 (177)
85-100		450 (232)	350 (177)
120-150		425 (219)	350 (177)
200-300		350 (177)	335 (168)
MC-30	AASHTO M82	100 (38)	130 (54)
-70		100 (38)	160 (71)
-250		150 (66)	195 (91)
-800		150 (66)	210 (99)
-3000		150 (66)	210 (99)
RC-70	AASHTO M81	— —	160 (71)
-250		80 (27)	195 (91)
-800		80 (27)	210 (99)
-3000		80 (27)	210 (99)
SC-70	ASTM D 2028	150 (66)	160 (71)
-250		175 (79)	195 (91)
-800		200 (93)	210 (99)
-3000		225 (107)	210 (99)
Todos los Grados de Asfalto Emulsificado	AASHTO M140 & 208	— —	180 (82)

FIGURA 2.18 - Guía de Temperatura para Almacenamiento y Manejo de Productos Asfálticos.

Ultimo Producto en el Tanque	Producto a ser Cargado			
	Cemento Asfáltico	Asfalto Diluido	Emulsión Catiónica	Emulsión Aniónica
Cemento Asfáltico	Puede Cargarse	Puede Cargarse	Vaciar Tanque hasta que ninguna cantidad pueda registrarse	Vaciar Tanque hasta que ninguna cantidad pueda registrarse
Asfalto Diluido	Vaciar Completamente*	Puede Cargarse	Vaciar Tanque hasta que ninguna cantidad pueda registrarse	Vaciar Tanque hasta que ninguna cantidad pueda registrarse
Emulsión Catiónica	Vaciar Completamente*	Vaciar Tanque hasta que ninguna cantidad pueda registrarse	Puede Cargarse	Vaciar Tanque hasta que ninguna cantidad pueda registrarse
Emulsión Aniónica	Vaciar Completamente*	Vaciar Tanque hasta que ninguna cantidad pueda registrarse	Vaciar Tanque hasta que ninguna cantidad pueda registrarse	Puede Cargarse
Crudo de Petróleo y aceites combustibles residuales	Vaciar Completamente*	Vaciar Tanque hasta que ninguna cantidad pueda registrarse	Vaciar Tanque hasta que ninguna cantidad pueda registrarse	Vaciar Tanque hasta que ninguna cantidad pueda registrarse
Cualquier otro producto que no este mencionado arriba	El tanque debe ser limpiado	El tanque debe ser limpiado	El tanque debe ser limpiado	El tanque debe ser limpiado

*Cualquier material remanente ocasionará condiciones peligrosas

FIGURA 2.19 - Guía para Cargar Productos Asfálticos.

Donde:

V = Volumen a 15°C (59°F)
V_t = Volumen a la temperatura dada
CF = Factor de Corrección de la Figura 2.20

El siguiente ejemplo ilustra como se deben hacer los cálculos.

EJEMPLO:

Un camión acaba de entregar 19,000 litros (5,019 galones) de asfalto a una temperatura de 150°C (302°F). El peso específico del asfalto es 0.970. Cual será el volumen de asfalto a una temperatura de 15°C (59°F)?

Debido a que el peso específico del asfalto es mayor que 0.967, los factores de la Columna A (Figura 2.20) son usados para encontrar el factor de corrección. Para 150°C, el factor de corrección encontrado en las tablas es de 0.9177.

Entonces,

$$\begin{aligned} V &= 19,000 \text{ litros} \times 0.9177 \text{ ó} \\ &5,019 \text{ galones} \times 0.9177 \\ &= 17,436 \text{ litros ó } 4,606 \text{ galones} \end{aligned}$$

Por consiguiente, el volumen del asfalto a 15°C (59°F) es de 17,436 litros (4,606 galones).

Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 60°F A, B		Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 60°F A, B		Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 60°F A, B		Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 60°F A, B	
	A	B		A	B		A	B		A	B
0	1.0211	1.0241	75	0.9948	0.9940	150	0.9689	0.9647	225	0.9436	0.9361
1	1.0208	1.0237	76	0.9944	0.9936	151	0.9686	0.9643	226	0.9432	0.9358
2	1.0204	1.0233	77	0.9941	0.9932	152	0.9682	0.9639	227	0.9429	0.9354
3	1.0201	1.0229	78	0.9937	0.9929	153	0.9679	0.9635	228	0.9426	0.9350
4	1.0197	1.0225	79	0.9934	0.9925	154	0.9675	0.9632	229	0.9422	0.9346
5	1.0194	1.0221	80	0.9930	0.9921	155	0.9672	0.9628	230	0.9419	0.9343
6	1.0190	1.0217	81	0.9927	0.9917	156	0.9669	0.9624	231	0.9416	0.9339
7	1.0186	1.0213	82	0.9923	0.9913	157	0.9665	0.9620	232	0.9412	0.9335
8	1.0183	1.0209	83	0.9920	0.9909	158	0.9662	0.9616	233	0.9409	0.9331
9	1.0179	1.0205	84	0.9916	0.9905	159	0.9658	0.9612	234	0.9405	0.9328
10	1.0176	1.0201	85	0.9913	0.9901	160	0.9655	0.9609	235	0.9402	0.9324
11	1.0172	1.0197	86	0.9909	0.9897	161	0.9652	0.9605	236	0.9399	0.9320
12	1.0169	1.0193	87	0.9906	0.9893	162	0.9648	0.9601	237	0.9395	0.9316
13	1.0165	1.0189	88	0.9902	0.9889	163	0.9645	0.9597	238	0.9392	0.9313
14	1.0162	1.0185	89	0.9899	0.9885	164	0.9641	0.9593	239	0.9389	0.9309
15	1.0158	1.0181	90	0.9896	0.9881	165	0.9638	0.9589	240	0.9385	0.9305
16	1.0155	1.0177	91	0.9892	0.9877	166	0.9635	0.9585	241	0.9382	0.9301
17	1.0151	1.0173	92	0.9889	0.9873	167	0.9631	0.9582	242	0.9379	0.9298
18	1.0148	1.0168	93	0.9885	0.9869	168	0.9628	0.9578	243	0.9375	0.9294
19	1.0144	1.0164	94	0.9882	0.9865	169	0.9624	0.9574	244	0.9372	0.9290
20	1.0141	1.0160	95	0.9878	0.9861	170	0.9621	0.9570	245	0.9369	0.9286
21	1.0137	1.0156	96	0.9875	0.9857	171	0.9618	0.9566	246	0.9365	0.9283
22	1.0133	1.0152	97	0.9871	0.9854	172	0.9614	0.9562	247	0.9362	0.9279
23	1.0130	1.0148	98	0.9868	0.9850	173	0.9611	0.9559	248	0.9359	0.9275
24	1.0126	1.0144	99	0.9864	0.9846	174	0.9607	0.9555	249	0.9356	0.9272
25	1.0123	1.0140	100	0.9861	0.9842	175	0.9604	0.9551	250	0.9352	0.9268
26	1.0119	1.0136	101	0.9857	0.9838	176	0.9601	0.9547	251	0.9349	0.9264
27	1.0116	1.0132	102	0.9854	0.9834	177	0.9597	0.9543	252	0.9346	0.9260
28	1.0112	1.0128	103	0.9851	0.9830	178	0.9594	0.9539	253	0.9342	0.9257
29	1.0109	1.0124	104	0.9847	0.9826	179	0.9590	0.9536	254	0.9339	0.9253
30	1.0105	1.0120	105	0.9844	0.9822	180	0.9587	0.9532	255	0.9336	0.9249
31	1.0102	1.0116	106	0.9840	0.9818	181	0.9584	0.9528	256	0.9332	0.9245
32	1.0098	1.0112	107	0.9837	0.9814	182	0.9580	0.9524	257	0.9329	0.9242
33	1.0095	1.0108	108	0.9833	0.9810	183	0.9577	0.9520	258	0.9326	0.9238
34	1.0091	1.0104	109	0.9830	0.9806	184	0.9574	0.9517	259	0.9322	0.9234
35	1.0088	1.0100	110	0.9826	0.9803	185	0.9570	0.9513	260	0.9319	0.9231
36	1.0084	1.0096	111	0.9823	0.9799	186	0.9567	0.9509	261	0.9316	0.9227
37	1.0081	1.0092	112	0.9819	0.9795	187	0.9563	0.9505	262	0.9312	0.9223
38	1.0077	1.0088	113	0.9816	0.9791	188	0.9560	0.9501	263	0.9309	0.9219
39	1.0074	1.0084	114	0.9813	0.9787	189	0.9557	0.9498	264	0.9306	0.9216
40	1.0070	1.0080	115	0.9809	0.9783	190	0.9553	0.9494	265	0.9302	0.9212
41	1.0067	1.0076	116	0.9806	0.9779	191	0.9550	0.9490	266	0.9299	0.9208
42	1.0063	1.0072	117	0.9802	0.9775	192	0.9547	0.9486	267	0.9296	0.9205
43	1.0060	1.0068	118	0.9799	0.9771	193	0.9543	0.9482	268	0.9293	0.9201
44	1.0056	1.0064	119	0.9795	0.9767	194	0.9540	0.9478	269	0.9289	0.9197
45	1.0053	1.0060	120	0.9792	0.9763	195	0.9536	0.9475	270	0.9286	0.9194
46	1.0040	1.0056	121	0.9788	0.9760	196	0.9533	0.9471	271	0.9283	0.9190
47	1.0046	1.0052	122	0.9785	0.9756	197	0.9530	0.9467	272	0.9279	0.9186
48	1.0042	1.0048	123	0.9782	0.9752	198	0.9526	0.9463	273	0.9276	0.9182
49	1.0038	1.0044	124	0.9778	0.9748	199	0.9523	0.9460	274	0.9273	0.9179
50	1.0035	1.0040	125	0.9775	0.9744	200	0.9520	0.9456	275	0.9269	0.9175
51	1.0031	1.0036	126	0.9771	0.9740	201	0.9516	0.9452	276	0.9266	0.9171
52	1.0028	1.0032	127	0.9768	0.9736	202	0.9513	0.9448	277	0.9263	0.9168
53	1.0024	1.0028	128	0.9764	0.9732	203	0.9509	0.9444	278	0.9259	0.9164
54	1.0021	1.0024	129	0.9761	0.9728	204	0.9506	0.9441	279	0.9256	0.9160
55	1.0017	1.0020	130	0.9758	0.9725	205	0.9503	0.9437	280	0.9253	0.9157
56	1.0014	1.0016	131	0.9754	0.9721	206	0.9499	0.9433	281	0.9250	0.9153
57	1.0010	1.0012	132	0.9751	0.9717	207	0.9496	0.9429	282	0.9246	0.9149
58	1.0007	1.0008	133	0.9747	0.9713	208	0.9493	0.9425	283	0.9243	0.9146
59	1.0003	1.0004	134	0.9744	0.9709	209	0.9489	0.9422	284	0.9240	0.9142
60	1.0000	1.0000	135	0.9740	0.9705	210	0.9486	0.9418	285	0.9236	0.9138
61	0.9997	0.9996	136	0.9737	0.9701	211	0.9483	0.9414	286	0.9233	0.9135
62	0.9993	0.9992	137	0.9734	0.9697	212	0.9479	0.9410	287	0.9230	0.9131
63	0.9990	0.9988	138	0.9730	0.9693	213	0.9476	0.9407	288	0.9227	0.9127
64	0.9986	0.9984	139	0.9727	0.9690	214	0.9472	0.9403	289	0.9223	0.9124
65	0.9983	0.9980	140	0.9723	0.9686	215	0.9469	0.9399	290	0.9220	0.9120
66	0.9979	0.9976	141	0.9720	0.9682	216	0.9466	0.9395	291	0.9217	0.9116
67	0.9976	0.9972	142	0.9716	0.9678	217	0.9462	0.9391	292	0.9213	0.9113
68	0.9972	0.9968	143	0.9713	0.9674	218	0.9459	0.9388	293	0.9210	0.9109
69	0.9969	0.9964	144	0.9710	0.9670	219	0.9456	0.9384	294	0.9207	0.9105
70	0.9965	0.9960	145	0.9706	0.9666	220	0.9452	0.9380	295	0.9204	0.9102
71	0.9962	0.9956	146	0.9703	0.9662	221	0.9449	0.9376	296	0.9200	0.9098
72	0.9958	0.9952	147	0.9699	0.9659	222	0.9446	0.9373	297	0.9197	0.9094
73	0.9955	0.9948	148	0.9696	0.9655	223	0.9442	0.9369	298	0.9194	0.9091
74	0.9951	0.9944	149	0.9693	0.9651	224	0.9439	0.9365	299	0.9190	0.9087

^aUse factores de la columna A para asfaltos con densidad API de 14.9° o menor, a 60°F, o con un peso específico 60/60°F de 0.967 o mayor.

^bUse factores de la columna B para asfaltos con densidades API de 15° a 34.9°, a 60°F, o con un peso específico 60/60°F de 0.850 a 0.966.

FIGURA 2.20 - Correcciones Temperatura-Volumen para Asfalto.

Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 60°F A, B		Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 60°F A, B		Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 60°F A, B		Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 60°F A, B	
	A	B		A	B		A	B		A	B
388	0.9187	0.9083	359	0.9024	0.8902	488	0.8864	0.8724	459	0.8705	0.8550
389	0.9184	0.9080	361	0.9021	0.8899	491	0.8861	0.8721	461	0.8702	0.8547
391	0.9181	0.9076	362	0.9018	0.8895	492	0.8857	0.8717	462	0.8699	0.8543
393	0.9177	0.9072	363	0.9015	0.8891	493	0.8854	0.8714	463	0.8696	0.8540
394	0.9174	0.9069	364	0.9011	0.8888	494	0.8851	0.8710	464	0.8693	0.8536
395	0.9171	0.9065	365	0.9008	0.8884	495	0.8848	0.8707	465	0.8690	0.8533
396	0.9167	0.9061	366	0.9005	0.8881	496	0.8845	0.8703	466	0.8687	0.8529
397	0.9164	0.9058	367	0.9002	0.8877	497	0.8841	0.8700	467	0.8683	0.8526
398	0.9161	0.9054	368	0.8998	0.8873	498	0.8838	0.8696	468	0.8680	0.8522
399	0.9158	0.9050	369	0.8995	0.8870	499	0.8835	0.8693	469	0.8677	0.8519
398	0.9154	0.9047	368	0.8992	0.8866	498	0.8832	0.8689	468	0.8674	0.8516
399	0.9151	0.9043	369	0.8989	0.8863	499	0.8829	0.8686	469	0.8671	0.8512
398	0.9148	0.9039	367	0.8986	0.8859	497	0.8826	0.8682	467	0.8668	0.8509
399	0.9145	0.9036	368	0.8982	0.8855	498	0.8822	0.8679	468	0.8665	0.8505
398	0.9141	0.9032	364	0.8979	0.8852	494	0.8819	0.8675	464	0.8661	0.8502
399	0.9138	0.9029	365	0.8976	0.8848	495	0.8816	0.8672	465	0.8658	0.8498
398	0.9135	0.9025	366	0.8973	0.8845	496	0.8813	0.8669	466	0.8655	0.8495
399	0.9132	0.9021	367	0.8969	0.8841	497	0.8810	0.8665	467	0.8652	0.8492
398	0.9128	0.9018	368	0.8966	0.8838	498	0.8806	0.8661	468	0.8649	0.8488
399	0.9125	0.9014	369	0.8963	0.8834	499	0.8803	0.8658	469	0.8646	0.8485
398	0.9122	0.9010	370	0.8960	0.8831	498	0.8800	0.8654	470	0.8643	0.8481
399	0.9118	0.9007	371	0.8957	0.8827	499	0.8797	0.8651	471	0.8640	0.8478
398	0.9115	0.9003	372	0.8953	0.8823	498	0.8794	0.8647	472	0.8636	0.8474
399	0.9112	0.9000	373	0.8950	0.8820	499	0.8791	0.8644	473	0.8633	0.8471
398	0.9109	0.8996	374	0.8947	0.8816	498	0.8787	0.8640	474	0.8630	0.8468
399	0.9105	0.8992	375	0.8944	0.8813	499	0.8784	0.8637	475	0.8627	0.8464
398	0.9102	0.8989	376	0.8941	0.8809	498	0.8781	0.8633	476	0.8624	0.8461
399	0.9099	0.8985	377	0.8937	0.8806	499	0.8778	0.8630	477	0.8621	0.8457
398	0.9096	0.8981	378	0.8934	0.8802	498	0.8775	0.8626	478	0.8618	0.8454
399	0.9092	0.8978	379	0.8931	0.8799	499	0.8772	0.8623	479	0.8615	0.8451
398	0.9089	0.8974	380	0.8928	0.8795	498	0.8768	0.8619	480	0.8611	0.8447
399	0.9086	0.8971	381	0.8924	0.8792	499	0.8765	0.8616	481	0.8608	0.8444
398	0.9083	0.8967	382	0.8921	0.8788	498	0.8762	0.8612	482	0.8605	0.8440
399	0.9079	0.8963	383	0.8918	0.8784	499	0.8759	0.8609	483	0.8602	0.8437
398	0.9076	0.8960	384	0.8915	0.8781	498	0.8756	0.8605	484	0.8599	0.8433
399	0.9073	0.8956	385	0.8912	0.8777	499	0.8753	0.8602	485	0.8596	0.8430
398	0.9070	0.8952	386	0.8908	0.8774	498	0.8749	0.8599	486	0.8593	0.8427
399	0.9066	0.8949	387	0.8905	0.8770	499	0.8746	0.8595	487	0.8590	0.8423
398	0.9063	0.8945	388	0.8902	0.8767	498	0.8743	0.8592	488	0.8587	0.8420
399	0.9060	0.8942	389	0.8899	0.8763	499	0.8740	0.8588	489	0.8583	0.8416
398	0.9057	0.8938	390	0.8896	0.8760	498	0.8737	0.8585	490	0.8580	0.8413
399	0.9053	0.8934	391	0.8892	0.8756	499	0.8734	0.8581	491	0.8577	0.8410
398	0.9050	0.8931	392	0.8889	0.8753	498	0.8731	0.8578	492	0.8574	0.8406
399	0.9047	0.8927	393	0.8886	0.8749	499	0.8727	0.8574	493	0.8571	0.8403
398	0.9044	0.8924	394	0.8883	0.8746	498	0.8724	0.8571	494	0.8568	0.8399
399	0.9040	0.8920	395	0.8880	0.8742	499	0.8721	0.8567	495	0.8565	0.8396
398	0.9037	0.8916	396	0.8876	0.8738	498	0.8718	0.8564	496	0.8562	0.8393
399	0.9034	0.8913	397	0.8873	0.8735	499	0.8715	0.8560	497	0.8559	0.8389
398	0.9031	0.8909	398	0.8870	0.8731	498	0.8712	0.8557	498	0.8556	0.8386
399	0.9028	0.8906	399	0.8867	0.8728	499	0.8709	0.8554	499	0.8553	0.8383
									500	0.8549	0.8379

^aUse factores de la columna A para asfaltos con densidad API de 14.9^a o menor, a 60°F, o con un peso específico 60/60°F de 0.967 o mayor.

^bUse factores de la columna B para asfaltos con densidades API de 15^a a 34.9^a, a 60°F, o con un peso específico 60/60°F de 0.850 a 0.966.

FIGURA 2.20 - Correcciones Temperatura-Volumen para Asfalto (continuación).

Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 15°C °F		Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 15°C °F		Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 15°C °F		Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 15°C °F	
	A	B		A	B		A	B		A	B
125.0	0.9326	0.9238	162.5	0.9104	0.8991	200.0	0.8886	0.8799	237.5	0.8673	0.8514
125.5	0.9323	0.9235	163.0	0.9101	0.8987	200.5	0.8883	0.8796	238.0	0.8670	0.8510
126.0	0.9320	0.9231	163.5	0.9098	0.8984	201.0	0.8880	0.8793	238.5	0.8667	0.8507
126.5	0.9317	0.9228	164.0	0.9095	0.8981	201.5	0.8877	0.8790	239.0	0.8664	0.8504
127.0	0.9314	0.9225	164.5	0.9092	0.8977	202.0	0.8874	0.8787	239.5	0.8661	0.8501
127.5	0.9311	0.9222	165.0	0.9089	0.8974	202.5	0.8872	0.8785	240.0	0.8658	0.8498
128.0	0.9308	0.9218	165.5	0.9086	0.8971	203.0	0.8869	0.8782	240.5	0.8655	0.8495
128.5	0.9305	0.9215	166.0	0.9083	0.8968	203.5	0.8866	0.8779	241.0	0.8652	0.8492
129.0	0.9302	0.9212	166.5	0.9080	0.8964	204.0	0.8863	0.8776	241.5	0.8650	0.8489
129.5	0.9299	0.9208	167.0	0.9077	0.8961	204.5	0.8860	0.8773	242.0	0.8647	0.8486
130.0	0.9296	0.9205	167.5	0.9075	0.8958	205.0	0.8857	0.8771	242.5	0.8644	0.8483
130.5	0.9293	0.9202	168.0	0.9072	0.8955	205.5	0.8854	0.8714	243.0	0.8641	0.8480
131.0	0.9290	0.9198	168.5	0.9069	0.8952	206.0	0.8851	0.8711	243.5	0.8638	0.8477
131.5	0.9287	0.9195	169.0	0.9066	0.8948	206.5	0.8849	0.8708	244.0	0.8636	0.8474
132.0	0.9284	0.9191	169.5	0.9063	0.8945	207.0	0.8846	0.8705	244.5	0.8633	0.8471
132.5	0.9281	0.9188	170.0	0.9060	0.8942	207.5	0.8843	0.8702	245.0	0.8630	0.8468
133.0	0.9278	0.9185	170.5	0.9057	0.8939	208.0	0.8840	0.8698	245.5	0.8627	0.8465
133.5	0.9275	0.9181	171.0	0.9054	0.8935	208.5	0.8837	0.8695	246.0	0.8624	0.8462
134.0	0.9272	0.9178	171.5	0.9051	0.8932	209.0	0.8835	0.8692	246.5	0.8622	0.8459
134.5	0.9269	0.9174	172.0	0.9048	0.8929	209.5	0.8832	0.8689	247.0	0.8619	0.8456
135.0	0.9266	0.9171	172.5	0.9046	0.8926	210.0	0.8829	0.8686	247.5	0.8616	0.8453
135.5	0.9263	0.9168	173.0	0.9043	0.8922	210.5	0.8826	0.8683	248.0	0.8613	0.8449
136.0	0.9260	0.9164	173.5	0.9040	0.8919	211.0	0.8823	0.8680	248.5	0.8610	0.8446
136.5	0.9257	0.9161	174.0	0.9037	0.8916	211.5	0.8820	0.8677	249.0	0.8608	0.8443
137.0	0.9254	0.9158	174.5	0.9034	0.8912	212.0	0.8817	0.8673	249.5	0.8605	0.8440
137.5	0.9251	0.9155	175.0	0.9031	0.8909	212.5	0.8815	0.8670	250.0	0.8602	0.8437
138.0	0.9248	0.9151	175.5	0.9028	0.8906	213.0	0.8812	0.8667	250.5	0.8599	0.8434
138.5	0.9246	0.9148	176.0	0.9025	0.8903	213.5	0.8809	0.8664	251.0	0.8596	0.8431
139.0	0.9242	0.9145	176.5	0.9022	0.8899	214.0	0.8806	0.8660	251.5	0.8594	0.8428
139.5	0.9239	0.9141	177.0	0.9019	0.8896	214.5	0.8803	0.8657	252.0	0.8591	0.8425
140.0	0.9236	0.9138	177.5	0.9017	0.8893	215.0	0.8800	0.8654	252.5	0.8588	0.8422
140.5	0.9233	0.9135	178.0	0.9014	0.8890	215.5	0.8797	0.8651	253.0	0.8585	0.8418
141.0	0.9230	0.9131	178.5	0.9011	0.8887	216.0	0.8794	0.8648	253.5	0.8582	0.8415
141.5	0.9227	0.9128	179.0	0.9008	0.8883	216.5	0.8792	0.8645	254.0	0.8580	0.8412
142.0	0.9224	0.9125	179.5	0.9005	0.8880	217.0	0.8789	0.8642	254.5	0.8577	0.8409
142.5	0.9222	0.9122	180.0	0.9002	0.8877	217.5	0.8786	0.8639	255.0	0.8574	0.8406
143.0	0.9219	0.9118	180.5	0.8999	0.8874	218.0	0.8783	0.8635	255.5	0.8571	0.8403
143.5	0.9216	0.9115	181.0	0.8996	0.8871	218.5	0.8780	0.8632	256.0	0.8568	0.8400
144.0	0.9213	0.9112	181.5	0.8993	0.8867	219.0	0.8778	0.8629	256.5	0.8566	0.8397
144.5	0.9210	0.9108	182.0	0.8990	0.8864	219.5	0.8775	0.8626	257.0	0.8563	0.8394
145.0	0.9207	0.9105	182.5	0.8988	0.8861	220.0	0.8772	0.8623	257.5	0.8560	0.8391
145.5	0.9204	0.9102	183.0	0.8985	0.8858	220.5	0.8769	0.8620	258.0	0.8557	0.8388
146.0	0.9201	0.9098	183.5	0.8982	0.8855	221.0	0.8766	0.8617	258.5	0.8554	0.8385
146.5	0.9198	0.9095	184.0	0.8979	0.8851	221.5	0.8763	0.8614	259.0	0.8552	0.8382
147.0	0.9195	0.9092	184.5	0.8976	0.8848	222.0	0.8760	0.8611	259.5	0.8549	0.8379
147.5	0.9192	0.9089	185.0	0.8973	0.8845	222.5	0.8758	0.8608	260.0	0.8546	0.8376
148.0	0.9189	0.9085	185.5	0.8970	0.8842	223.0	0.8755	0.8604	260.5	0.8543	0.8373
148.5	0.9186	0.9082	186.0	0.8967	0.8839	223.5	0.8752	0.8601	261.0	0.8540	0.8370
149.0	0.9183	0.9079	186.5	0.8964	0.8835	224.0	0.8749	0.8598	261.5	0.8538	0.8367
149.5	0.9180	0.9075	187.0	0.8961	0.8832	224.5	0.8746	0.8595	262.0	0.8535	0.8364
150.0	0.9177	0.9072	187.5	0.8959	0.8829	225.0	0.8743	0.8592	262.5	0.8532	0.8361
150.5	0.9174	0.9069	188.0	0.8956	0.8826	225.5	0.8740	0.8589	263.0	0.8529	0.8357
151.0	0.9171	0.9065	188.5	0.8953	0.8823	226.0	0.8737	0.8586	263.5	0.8526	0.8354
151.5	0.9168	0.9062	189.0	0.8950	0.8819	226.5	0.8735	0.8582	264.0	0.8524	0.8351
152.0	0.9165	0.9059	189.5	0.8947	0.8816	227.0	0.8732	0.8579	264.5	0.8521	0.8348
152.5	0.9163	0.9056	190.0	0.8944	0.8813	227.5	0.8729	0.8576	265.0	0.8518	0.8345
153.0	0.9160	0.9052	190.5	0.8941	0.8810	228.0	0.8726	0.8573	265.5	0.8515	0.8342
153.5	0.9157	0.9049	191.0	0.8938	0.8807	228.5	0.8723	0.8570	266.0	0.8512	0.8339
154.0	0.9154	0.9046	191.5	0.8935	0.8803	229.0	0.8721	0.8566	266.5	0.8510	0.8336
154.5	0.9151	0.9042	192.0	0.8932	0.8800	229.5	0.8718	0.8563	267.0	0.8507	0.8333
155.0	0.9148	0.9039	192.5	0.8930	0.8797	230.0	0.8715	0.8560	267.5	0.8504	0.8330
155.5	0.9145	0.9036	193.0	0.8927	0.8794	230.5	0.8712	0.8557	268.0	0.8501	0.8326
156.0	0.9142	0.9033	193.5	0.8924	0.8791	231.0	0.8709	0.8554	268.5	0.8498	0.8323
156.5	0.9139	0.9029	194.0	0.8921	0.8787	231.5	0.8707	0.8551	269.0	0.8496	0.8320
157.0	0.9136	0.9026	194.5	0.8918	0.8784	232.0	0.8704	0.8548	269.5	0.8493	0.8317
157.5	0.9133	0.9023	195.0	0.8915	0.8781	232.5	0.8701	0.8545	270.0	0.8490	0.8314
158.0	0.9130	0.9020	195.5	0.8912	0.8778	233.0	0.8698	0.8541	270.5	0.8487	0.8311
158.5	0.9127	0.9017	196.0	0.8909	0.8775	233.5	0.8695	0.8538	271.0	0.8484	0.8308
159.0	0.9124	0.9013	196.5	0.8906	0.8771	234.0	0.8693	0.8535	271.5	0.8482	0.8305
159.5	0.9121	0.9010	197.0	0.8903	0.8768	234.5	0.8690	0.8532	272.0	0.8479	0.8302
160.0	0.9118	0.9007	197.5	0.8901	0.8765	235.0	0.8687	0.8529	272.5	0.8476	0.8299
160.5	0.9115	0.9004	198.0	0.8898	0.8762	235.5	0.8684	0.8526	273.0	0.8473	0.8296
161.0	0.9112	0.9000	198.5	0.8895	0.8759	236.0	0.8681	0.8523	273.5	0.8470	0.8293
161.5	0.9109	0.8997	199.0	0.8892	0.8755	236.5	0.8678	0.8520	274.0	0.8468	0.8290
162.0	0.9106	0.8994	199.5	0.8889	0.8752	237.0	0.8675	0.8517	274.5	0.8465	0.8287

* Una fracción de la columna A para volúmenes con densidades de 980 kg/m³ a 990 kg/m³, a 15°C.
 ** Una fracción de la columna B para volúmenes con densidades de 850 kg/m³ a 985 kg/m³, a 15°C.

FIGURA 2.20 - Correcciones Temperatura-Volumen para Asfalto (continuación).

Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 15°C °C °		Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 15°C °C °		Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 15°C °C °		Temperatura Observada	Factor de Corrección de Volumen para 15°C °C °	
	A	B		A	B		A	B		A	B
-25.0	1.0234	1.0290	12.5	1.0016	1.0018	38.0	0.9782	0.9752	87.5	0.9552	0.9492
-24.5	1.0231	1.0286	13.0	1.0012	1.0014	38.5	0.9779	0.9749	88.0	0.9548	0.9489
-24.0	1.0228	1.0283	13.5	1.0009	1.0014	39.0	0.9776	0.9745	88.5	0.9545	0.9485
-23.5	1.0224	1.0279	14.0	1.0006	1.0007	39.5	0.9773	0.9742	89.0	0.9542	0.9482
-23.0	1.0221	1.0276	14.5	1.0003	1.0004	40.0	0.9770	0.9738	89.5	0.9539	0.9478
-22.5	1.0218	1.0272	15.0	1.0000	1.0000	40.5	0.9767	0.9735	90.0	0.9536	0.9475
-22.0	1.0215	1.0268	15.5	0.9997	0.9998	41.0	0.9763	0.9731	90.5	0.9533	0.9472
-21.5	1.0212	1.0265	16.0	0.9994	0.9993	41.5	0.9760	0.9728	91.0	0.9530	0.9468
-21.0	1.0209	1.0261	16.5	0.9991	0.9989	42.0	0.9757	0.9724	91.5	0.9527	0.9465
-20.5	1.0206	1.0258	17.0	0.9988	0.9986	42.5	0.9754	0.9721	92.0	0.9524	0.9461
-20.0	1.0203	1.0254	17.5	0.9985	0.9982	43.0	0.9751	0.9717	92.5	0.9521	0.9458
-19.5	1.0200	1.0250	18.0	0.9981	0.9978	43.5	0.9748	0.9714	93.0	0.9518	0.9455
-19.0	1.0197	1.0247	18.5	0.9978	0.9975	44.0	0.9745	0.9710	93.5	0.9515	0.9451
-18.5	1.0194	1.0243	19.0	0.9975	0.9971	44.5	0.9742	0.9707	94.0	0.9512	0.9448
-18.0	1.0191	1.0239	19.5	0.9972	0.9968	45.0	0.9739	0.9703	94.5	0.9509	0.9444
-17.5	1.0188	1.0236	20.0	0.9969	0.9964	45.5	0.9736	0.9700	95.0	0.9506	0.9441
-17.0	1.0185	1.0232	20.5	0.9966	0.9961	46.0	0.9733	0.9696	95.5	0.9503	0.9438
-16.5	1.0182	1.0228	21.0	0.9963	0.9957	46.5	0.9729	0.9693	96.0	0.9500	0.9434
-16.0	1.0179	1.0224	21.5	0.9959	0.9954	47.0	0.9726	0.9689	96.5	0.9497	0.9431
-15.5	1.0176	1.0221	22.0	0.9956	0.9950	47.5	0.9723	0.9686	97.0	0.9494	0.9427
-15.0	1.0173	1.0217	22.5	0.9953	0.9947	48.0	0.9720	0.9682	97.5	0.9491	0.9424
-14.5	1.0170	1.0213	23.0	0.9950	0.9943	48.5	0.9717	0.9679	98.0	0.9488	0.9421
-14.0	1.0167	1.0210	23.5	0.9947	0.9940	49.0	0.9714	0.9675	98.5	0.9485	0.9417
-13.5	1.0164	1.0206	24.0	0.9943	0.9936	49.5	0.9711	0.9672	99.0	0.9482	0.9414
-13.0	1.0161	1.0203	24.5	0.9940	0.9933	50.0	0.9708	0.9668	99.5	0.9479	0.9410
-12.5	1.0158	1.0199	25.0	0.9937	0.9929	50.5	0.9705	0.9665	100.0	0.9476	0.9407
-12.0	1.0155	1.0195	25.5	0.9933	0.9925	51.0	0.9701	0.9661	100.5	0.9473	0.9404
-11.5	1.0152	1.0192	26.0	0.9930	0.9922	51.5	0.9698	0.9658	101.0	0.9470	0.9400
-11.0	1.0149	1.0188	26.5	0.9928	0.9918	52.0	0.9695	0.9654	101.5	0.9467	0.9397
-10.5	1.0146	1.0185	27.0	0.9925	0.9915	52.5	0.9692	0.9651	102.0	0.9464	0.9393
-10.0	1.0143	1.0181	27.5	0.9922	0.9911	53.0	0.9689	0.9647	102.5	0.9461	0.9390
-9.5	1.0140	1.0177	28.0	0.9918	0.9907	53.5	0.9686	0.9644	103.0	0.9458	0.9387
-9.0	1.0137	1.0174	28.5	0.9915	0.9904	54.0	0.9683	0.9640	103.5	0.9455	0.9383
-8.5	1.0134	1.0170	29.0	0.9912	0.9900	54.5	0.9680	0.9637	104.0	0.9452	0.9380
-8.0	1.0131	1.0166	29.5	0.9909	0.9897	55.0	0.9677	0.9633	104.5	0.9449	0.9376
-7.5	1.0128	1.0163	30.0	0.9906	0.9893	55.5	0.9674	0.9630	105.0	0.9446	0.9373
-7.0	1.0125	1.0159	30.5	0.9903	0.9889	56.0	0.9670	0.9626	105.5	0.9443	0.9370
-6.5	1.0122	1.0155	31.0	0.9900	0.9886	56.5	0.9667	0.9623	106.0	0.9440	0.9366
-6.0	1.0119	1.0151	31.5	0.9897	0.9882	57.0	0.9664	0.9619	106.5	0.9437	0.9363
-5.5	1.0116	1.0148	32.0	0.9894	0.9879	57.5	0.9661	0.9616	107.0	0.9434	0.9359
-5.0	1.0113	1.0144	32.5	0.9891	0.9875	58.0	0.9658	0.9612	107.5	0.9431	0.9356
-4.5	1.0110	1.0140	33.0	0.9887	0.9871	58.5	0.9655	0.9609	108.0	0.9428	0.9353
-4.0	1.0107	1.0137	33.5	0.9884	0.9868	59.0	0.9652	0.9605	108.5	0.9425	0.9349
-3.5	1.0104	1.0133	34.0	0.9881	0.9864	59.5	0.9649	0.9602	109.0	0.9422	0.9346
-3.0	1.0101	1.0130	34.5	0.9878	0.9861	60.0	0.9646	0.9598	109.5	0.9419	0.9342
-2.5	1.0098	1.0126	35.0	0.9875	0.9857	60.5	0.9643	0.9595	110.0	0.9416	0.9339
-2.0	1.0095	1.0122	35.5	0.9872	0.9854	61.0	0.9640	0.9592	110.5	0.9413	0.9336
-1.5	1.0092	1.0119	36.0	0.9869	0.9850	61.5	0.9637	0.9588	111.0	0.9410	0.9332
-1.0	1.0089	1.0115	36.5	0.9866	0.9847	62.0	0.9634	0.9585	111.5	0.9407	0.9329
-0.5	1.0086	1.0112	37.0	0.9863	0.9843	62.5	0.9631	0.9581	112.0	0.9404	0.9325
0	1.0083	1.0108	37.5	0.9860	0.9840	63.0	0.9628	0.9578	112.5	0.9401	0.9322
0.5	1.0080	1.0104	38.0	0.9857	0.9836	63.5	0.9625	0.9575	113.0	0.9397	0.9319
1.0	1.0077	1.0101	38.5	0.9853	0.9833	64.0	0.9622	0.9571	113.5	0.9394	0.9315
1.5	1.0074	1.0097	39.0	0.9850	0.9829	64.5	0.9619	0.9568	114.0	0.9391	0.9312
2.0	1.0071	1.0094	39.5	0.9847	0.9826	65.0	0.9616	0.9564	114.5	0.9388	0.9308
2.5	1.0068	1.0090	40.0	0.9844	0.9822	65.5	0.9613	0.9561	115.0	0.9385	0.9305
3.0	1.0065	1.0086	40.5	0.9841	0.9819	66.0	0.9610	0.9557	115.5	0.9382	0.9302
3.5	1.0062	1.0083	41.0	0.9838	0.9815	66.5	0.9606	0.9554	116.0	0.9379	0.9298
4.0	1.0059	1.0079	41.5	0.9835	0.9812	67.0	0.9603	0.9550	116.5	0.9376	0.9295
4.5	1.0056	1.0076	42.0	0.9832	0.9808	67.5	0.9600	0.9547	117.0	0.9373	0.9292
5.0	1.0053	1.0072	42.5	0.9829	0.9805	68.0	0.9597	0.9543	117.5	0.9371	0.9289
5.5	1.0050	1.0068	43.0	0.9825	0.9801	68.5	0.9594	0.9540	118.0	0.9368	0.9285
6.0	1.0047	1.0065	43.5	0.9822	0.9798	69.0	0.9591	0.9536	118.5	0.9365	0.9282
6.5	1.0044	1.0061	44.0	0.9819	0.9794	69.5	0.9588	0.9533	119.0	0.9362	0.9279
7.0	1.0041	1.0058	44.5	0.9816	0.9791	70.0	0.9585	0.9529	119.5	0.9359	0.9275
7.5	1.0038	1.0054	45.0	0.9813	0.9787	70.5	0.9582	0.9526	120.0	0.9356	0.9272
8.0	1.0035	1.0050	45.5	0.9810	0.9784	71.0	0.9578	0.9523	120.5	0.9353	0.9269
8.5	1.0032	1.0047	46.0	0.9807	0.9780	71.5	0.9576	0.9519	121.0	0.9350	0.9265
9.0	1.0029	1.0043	46.5	0.9804	0.9777	72.0	0.9573	0.9516	121.5	0.9347	0.9262
9.5	1.0026	1.0040	47.0	0.9801	0.9773	72.5	0.9570	0.9512	122.0	0.9344	0.9258
10.0	1.0023	1.0036	47.5	0.9798	0.9770	73.0	0.9567	0.9509	122.5	0.9341	0.9255
10.5	1.0020	1.0032	48.0	0.9794	0.9766	73.5	0.9564	0.9506	123.0	0.9338	0.9252
11.0	1.0017	1.0029	48.5	0.9791	0.9763	74.0	0.9561	0.9502	123.5	0.9335	0.9248
11.5	1.0014	1.0025	49.0	0.9788	0.9759	74.5	0.9558	0.9499	124.0	0.9332	0.9245
12.0	1.0011	1.0022	49.5	0.9785	0.9756	75.0	0.9555	0.9495	124.5	0.9329	0.9241

* Usa factores de la columna A para asfalto con densidades de 800 kg/m³ o superior, a 15°C.
 * Usa factores de la columna B para asfalto con densidades de 650 kg/m³ a 800 kg/m³, a 15°C.

FIGURA 2.20 - Correcciones Temperatura-Volumen para Asfalto (continuación).

AGREGADO

Agregado, también conocido como roca, material granular, o agregado mineral, es cualquier material mineral duro e inerte usado, en forma de partículas graduadas o fragmentos, como parte de un pavimento de mezcla asfáltica en caliente. Los agregados típicos incluyen arena, grava, piedra triturada, escoria, y polvo de roca. El agregado constituye entre el 90 y el 95 por ciento, en peso, y entre el 75 y el 85 por ciento, en volumen, de la mayoría de las estructuras de pavimento. El comportamiento de un pavimento se ve altamente influenciado por la selección apropiada del agregado, debido a que el agregado mismo proporciona la mayoría de las características de capacidad portante

Clasificación de Agregados

Las rocas se dividen en tres tipos generales: sedimentarias, ígneas, y metamórficas (Figura 2.21). Esta clasificación esta basada en el tipo de formación de cada roca.

ROCAS SEDIMENTARIAS

Las rocas sedimentarias se forman por la acumulación de sedimentos (partículas finas) en el agua, o a medida que el agua se deposita. El sedimento puede consistir de partículas minerales o fragmentos (como es el caso de las areniscas y la arcilla esquistosa), de residuos de productos animales (algunas calizas), de plantas (carbón), de los productos finales de una acción química o una evaporación (sal, yeso), o de la combinación de cualquiera de estos tipos de materiales.

Dos términos que usualmente se aplican a rocas sedimentarias son silíceos y calcáreos. Rocas sedimentarias silíceas son aquellas que contienen un porcentaje alto de sílice. Aquellas rocas que contienen un alto porcentaje de carbonato de calcio (calizas) son llamadas calcáreas

Las rocas sedimentarias se encuentran, característicamente, en capas (estratos), dentro de la corteza terrestre. Esta estratificación es el resultado directo de la manera en que se formaron las rocas sedimentarias: a partir de depósitos de partículas finas, generalmente sedimentados sobre el fondo de lagos o mares antiguos.

ROCAS IGNEAS

Las rocas ígneas constan de material fundido (magma) que se ha enfriado y solidificado. Hay dos tipos de rocas ígneas: extrusivas e intrusivas.

Las rocas ígneas extrusivas son formadas a partir del material que se ha vertido afuera, sobre la superficie terrestre, durante una erupción volcánica o alguna actividad geológica similar. La roca resultante tiene una apariencia y estructura vidriosa, debido a que el material se enfría rápidamente al ser expuesto a la atmósfera. La riolita, la andesita, y el basalto son ejemplos de rocas extrusivas.

Las rocas intrusivas, por otro lado, se forman a partir del magma que queda atrapado en las profundidades de la corteza terrestre. Al ser atrapado en la corteza, el magma se enfría y endurece lentamente, permitiendo la formación de una estructura cristalina. En consecuencia, la roca ígnea intrusiva es cristalina en estructura y apariencia; siendo ejemplos el granito, la diorita, y el gabro. Los movimientos terrestres y los procesos de erosión traen rocas intrusivas a la

superficie terrestre, donde pueden ser explotadas en cantera y posteriormente usadas.

ROCAS METAMÓRFICAS

Las rocas metamórficas son, generalmente, rocas sedimentarias o ígneas que han sido transformadas por procesos de intensa presión y calor dentro de la tierra, y también por reacciones químicas. Es muy difícil determinar el origen exacto de una roca metamórfica en particular, debido a que los procesos de formación son muy complejos.

Muchos tipos de rocas metamórficas presentan un rasgo característico: los minerales están alineados en capas o planos paralelos. Partir la roca en el sentido de sus planos es mucho más, fácil que partirla en sus otras direcciones. Las rocas metamórficas que exhiben este tipo de estructura se denominan foliadas. Ejemplos de rocas foliadas son los gneises, los esquistos (formados de rocas ígneas) y la pizarra (formada de la arcilla esquistosa; una roca sedimentaria).

No todas las rocas metamórficas son foliadas. El mármol (formado de las calizas) y la cuarcita (formada de las areniscas) son tipos comunes de rocas metamórficas que no presentan foliación.

FUENTES DE AGREGADOS

Los agregados usados en el pavimento asfáltico se clasifican, generalmente, de acuerdo a su origen. Estos incluyen: agregados naturales, agregados procesados, y agregados sintéticos o artificiales.

AGREGADOS NATURALES

Los agregados naturales son aquellos que son usados en su forma natural, con muy poco o ningún procesamiento. Ellos están constituidos por partículas producidas mediante procesos naturales de erosión y degradación, tales como la acción del viento, el agua, el movimiento del hielo, y los químicos. La forma de las partículas individuales es un producto, a la larga, de los agentes que actúan sobre ellas. Los glaciares, por ejemplo, usualmente producen rocas y guijarros redondeados. Así mismo, las corrientes de agua producen partículas lisas y redondeadas.

Los principales tipos de agregado natural usados en la construcción de pavimento son la grava y la arena. La grava se define, usualmente, como partículas de un tamaño igual o mayor que 6.35 mm (1/4 pulgada). La arena se define como partículas de un tamaño menor que 6.35 mm (1/4 pulgada) pero mayor que 0.075 mm (No. 200). Las partículas de un tamaño menor que 0.075 mm (No. 200) son conocidas como relleno mineral (filler), el cual consiste principalmente de limo y arcilla.

Las gravas y las arenas son clasificadas, además, de acuerdo a su origen. Los materiales producidos en canteras abiertas y usados sin ningún procesamiento adicional son conocidos como materiales en bruto, y los materiales tomados de la ribera de los ríos son conocidos como materiales de canteras de ríos.

Los depósitos de gravas varían ampliamente en composición, pero usualmente contienen alguna cantidad de arena y limo. Los depósitos de arena también contienen, comúnmente, alguna cantidad de arcilla y limo. Las arenas de playa (algunas de las cuales se encuentran tierra adentro hoy día) están compuestas de partículas de tamaño regularmente uniforme, mientras que las arenas de río contienen proporciones grandes de grava, limo y arcilla.

AGREGADOS PROCESADOS

Los agregados procesados son aquellos que han sido triturados y tamizados antes de ser usados. Existen dos fuentes principales de agregados procesados: gravas naturales que son trituradas para volverlas mas apropiadas para pavimento de mezcla asfáltica, y fragmentos de lecho de roca y de piedras grandes que deben ser reducidos en tamaño antes de ser usados en la pavimentación.

La roca es triturada por tres razones: para cambiar la textura superficial de las partículas de lisa a rugosa, para cambiar la forma de la partícula de redonda a angular, y para reducir y mejorar la distribución y el rango (graduación) de los tamaños de las partículas. El propósito principal de la trituración, en el caso de los fragmentos de lecho de roca y de piedras grandes, es reducir las piedras a un tamaño que sea manejable. Sin embargo, los cambios en la textura superficial, y en la forma de las partículas, son también muy importantes

El tamizado de los materiales, después de triturarlos, resulta en una granulometría con cierto rango de tamaño de partícula. Un factor importante en la construcción de pavimentos de buena calidad consiste en mantener graduaciones específicas de agregados. Sin embargo, por razones económicas, el material triturado es usado tal y como sale del triturador, con muy poco o ningún tamizado. Un control adecuado de las operaciones de triturado determina si la graduación resultante del agregado cumple, o no, con los requisitos de la obra. El agregado triturado, sin tamizar, es conocido como agregado triturado sin cribar, y es usado satisfactoriamente en muchos proyectos de construcción de pavimento. Sin embargo, es esencial garantizar que la operación de triturado sea continuamente supervisada para poder producir un agregado que cumpla con las especificaciones.

El triturado de algunos tipos de roca, como las calizas, produce cantidades substanciales de pequeños fragmentos y partículas. Esta fracción de material es separada de las partículas que tienen diámetros iguales o mayores 6.35 mm (1/4 pulgada), casi siempre, y usada como agregado de arena triturada, o procesada hasta tamaños máximos de 0.60 mm (No. 30).

AGREGADOS SINTÉTICOS

Los agregados sintéticos o artificiales no existen en la naturaleza. Ellos son el producto del procesamiento físico o químico de materiales. Algunos son subproductos de procesos industriales de producción como el refinamiento de metales. Otros son producidos mediante el procesamiento de materias primas, para ser usados específicamente como agregado.

El producto secundario mas comúnmente usado es la escoria de alto horno. Es una sustancia no metálica que brota a la superficie del hierro fundido durante el proceso de reducción. Una vez que es removida de la superficie del hierro, la escoria es transformada en pequeñas partículas al templarla inmediatamente en agua, o al triturarla una vez que se ha enfriado.

Los agregados sintéticos manufacturados son relativamente nuevos en la industria de la pavimentación. Ellos son producidos al quemar arcilla, arcilla esquistosa, tierra diatomácea procesada, vidrio volcánico, escoria, y otros materiales. Los productos finales son típicamente livianos y tienen una resistencia muy alta al desgaste. Los agregados sintéticos han sido usados en la pavimentación de cubiertas de puentes y cubiertas de techos, así como en capas superficiales de pavimento donde se requiere la máxima resistencia al deslizamiento.

CLASIFICACION GENERAL DE ROCAS

Clase	Tipo	Familia
Sedimentanas	Calcáreas	Caliza Dolomita
	Síliceas	Arcilla Esquistosa Arenisca Horsteno Conglomerado ¹ Breccia ¹
Metamórficas	Foliadas	Gneis Esquisto Anfibolita Pizarra
	No Foliadas	Cuarcita Mármol Serpentina
Igneas	Intrusivas (de grano grueso)	Granito ² Sienita ² Diorita ² Gabbro Periodotita Piroxenita Homablendita
	Extrusivas (de grano fino)	Obsidiana Pómez Tufa Riolita ^{2,3} Traquita ^{2,3} Andesita ^{2,3} Basalto ² Diabasa

¹También puede estar parcialmente, o completamente, compuesta de materiales calcáreos.

²Aparece, frecuentemente, como roca porfírica.

³Se incluyen bajo el término general "felsita" cuando no se pueden determinar, cuantitativamente, los minerales constituyentes.

FIGURA 2.21 - Clasificación de Agregados.

PRODUCCIÓN, ACOPIO DE RESERVAS, MANEJO, Y MUESTREO DE AGREGADOS

El inspector podrá ser responsable por supervisar el procesamiento de agregados cuando la fuente de los agregados usados en el proyecto de pavimentación este localizada cerca del lugar donde se encuentra la planta. Dicho procesamiento consiste en excavar las capas de suelo (sobrecarga) encontradas sobre los depósitos de grava, trabajar los depósitos para obtener agregados adecuados, y separar en pilas las partículas de agregado.

Los procedimientos para manejar y acopiar las reservas de agregado varían de obra en obra, debido a que la mayoría de las agencias contratantes no tienen especificaciones para dichos procedimientos. En vez de ello la agencia requiere, usualmente, que el contratista cumpla con las especificaciones de graduación para el agregado. Estas especificaciones tendrán que ser cumplidas ya sea durante la elaboración o acopio de reservas del agregado, o cuando la mezcla de pavimentación sea producida y colocada. En cualquier caso, el inspector deberá estar al tanto de cómo las practicas de manejo y acopio de reservas (tanto buenas y malas) afectan la selección del agregado.

El muestreo y las pruebas son los únicos medios de verificar si las especificaciones están siendo cumplidas, aún si estas requieren que el agregado cumpla con graduaciones durante la fabricación, acopio de reservas o producción de mezcla. Para garantizar que las muestras seleccionadas sean representativas, se deben seguir ciertos procedimientos de muestreo.

PRODUCCIÓN DE AGREGADOS

El inspector deberá familiarizarse con los datos geológicos relacionados con el depósito de agregado y con las especificaciones que han sido establecidas para trabajar con el mismo, siempre que este supervisando la producción de agregado.

Cuando se trate de arenas o gravas, se deberá tener un cuidado especial al remover el suelo de destape (suelo que cubre el deposito) para no contaminar el agregado. Esto es particularmente importante cuando el suelo de destape (o descapote) contiene arcilla, vegetación, o algún otro material que pueda afectar desfavorablemente el comportamiento del pavimento. Puede que algún material de destape proporcione un relleno mineral aceptable; sin embargo, rara vez este material podrá producir una mezcla de agregado con la adecuada proporción de relleno mineral si tan solo se añade al deposito de agregado a medida que este es removido. En consecuencia, cualquier material de destape que sea adecuado para ser usado como relleno mineral deberá ser removido del depósito, tamizado, y añadido posteriormente al agregado ya procesado. Este método permite un control cuidadoso, en la mezcla final, del contenido de relleno mineral.

Con cierta frecuencia, las operaciones en las excavaciones y canteras deben efectuarse alrededor de lentes de arcilla (depósitos en forma de lente), vetas (capas) de arcilla esquistosa y otros depósitos de materiales indeseables que forman parte del depósito de agregado. En este caso la excavación del agregado puede tener que efectuarse a lo largo de un marco (nivel) horizontal, o de abajo hacia arriba sobre una cara vertical del deposito, para evitar contaminación del agregado y poder garantizar una graduación uniforme.

Después del triturado y el tamizado es esencial evaluar completamente los agregados producidos para averiguar si cumplen con los requisitos de calidad y graduación. En instalaciones comerciales donde la producción de agregado es más

o menos continua a través de la temporada de pavimentación, es suficiente llevar a cabo una o dos evaluaciones de calidad cada temporada. Cuando una operación esta comenzando por primera vez, se deberán hacer evaluaciones periódicas del agregado antes de que este sea usado en las mezclas de pavimentación.

ACOPIO DE RESERVAS DE AGREGADO

Para producir mezclas asfálticas en caliente de alta calidad es esencial tener buenos procedimientos de acopio de reservas. Los agregados retienen su graduación si son adecuadamente acopiados. Cuando el acopio es malo, las partículas de agregado se segregan (separan por tamaño), y la graduación varia en los diferentes niveles del acopio. El inspector deberá estar al tanto de los efectos producidos, en la graduación del agregado, por las diferentes prácticas de acopio, y siempre deberá fomentar las buenas prácticas.

El contratista deberá estar preparado para recibir los agregados antes de que estos sean entregados en la planta. Deberán prepararse superficies firmes y limpias, y deberán tomarse precauciones para mantener separadas las reservas y así prevenir entremezclado de partículas, el cual conduce, frecuentemente, a errores en la graduación. La separación se logra ya sea manteniendo las reservas ampliamente espaciadas, mediante el uso de muros de contención entre ellas, o almacenando el agregado en depósitos. El uso de muros de contención requiere que estos sean lo suficiente fuertes para resistir el peso del agregado, y que se extiendan hasta la profundidad total de las reservas.

Las arenas, el agregado triturado fino, y los agregados que consisten de partículas de un solo tamaño (especialmente partículas pequeñas) pueden ser acopiados con muy poca segregación, utilizando cualquier método. Sin embargo, los materiales que contienen partículas que varían en tamaño de grandes (gruesas) a pequeñas (finas) requieren de ciertas precauciones en su acopio. La segregación de dichos agregados puede ser minimizada si el material grueso y el material fino son separados en el sitio y después juntados, en proporciones apropiadas, antes de las operaciones de mezclado. Cuando estas prácticas no sean llevadas a cabo, se deben seguir, de todas maneras, ciertas normas aplicables al acopio de reservas. La primera norma consiste en controlar la forma de los acopios. Cuando un agregado que contiene materiales gruesos y finos es apilado para formar un acopio de lados inclinados, las partículas gruesas tienden a rodar abajo, por la pendiente, y acumularse en la base.

El mejor método para acopiar reservas de agregado que contienen partículas de diferente tamaño consiste en apilar el material en capas. Tales capas minimizan la segregación que puede ocurrir por gravedad. Si el agregado es entregado por un camión, las cargas deberán ser vaciadas una cerca de otra, sobre la superficie del acopio. En este caso, el volumen de carga del camión va a determinar el espesor de cada capa. Cuando se use una grúa para acopiar el agregado, cada carga de la cubeta deberá ser vaciada una cerca de otra para garantizar uniformidad en el espesor de las capas.

Los rellenos minerales son usualmente almacenados en depósitos, silos o bolsas para prevenir que sean arrastrados por el viento y que sean expuestos a la humedad, la cual los puede aglutinar o endurecer.

Manejo de Agregado

El manejo de agregado degrada (rompe), hasta cierto punto, las partículas individuales de agregado, y causa segregación cuando se trata de partículas que presentan diferentes tamaños. Por lo tanto, el manejo de agregado debe ser mínimo para poder prevenir cualquier degradación y segregación.

El manejo mínimo incluye apartar el agregado de las reservas para que pueda ser procesado adicionalmente, y para luego ser mezclado en la planta de mezcla en caliente. No existen reglas específicas para esta operación, pero sí hay una norma general que casi siempre se aplica. Esta consiste en usar un cargador de tractor o cucharón de almeja para remover material de las partes casi verticales del acopio. Si se usa un buldozer, o cualquier otro vehículo de tracción, para trabajar en la parte superior del acopio, aumenta la probabilidad de una alta degradación.

Muestreo de Agregado

Los buenos procedimientos de control de calidad requieren de pruebas durante los procesos de producción, acopiado, y manejo, para:

- Asegurar que solamente se use material satisfactorio en la mezcla de pavimentación, y
- Proporcionar un registro permanente como evidencia de que los materiales cumplen con las especificaciones de la obra.

Obviamente, no resulta práctico ensayar todo el agregado que está siendo producido, o ensayar todo el contenido del acopio. Solo es posible ensayar muestras de estos materiales. La muestra seleccionada debe ser verdaderamente representativa de todo el agregado para que los resultados de los ensayos sean confiables. Es muy importante, por lo tanto, tener técnicas apropiadas de muestreo.

También se incluye información sobre el peso recomendado de la muestra, con base en el tamaño máximo de la partícula de agregado. Además, debe recordarse que las muestras más representativas son generalmente tomadas de las bandas transportadoras de agregado, y no de los acopios o depósitos.

El muestreo estadístico está fuera del alcance de esta discusión. En caso de ser necesario, se debe hacer referencia a la norma ASTM D 3665, Método Normal para Muestreo Aleatorio, la cual describe procedimientos apropiados para efectuar dicho muestreo.

PROPIEDADES DEL AGREGADO Y SU EVALUACIÓN

En un pavimento densamente graduado de mezcla asfáltica en caliente, el agregado conforma el 90 a 95 por ciento, en peso, de la mezcla de pavimentación. Esto hace que la calidad del agregado usado sea un factor crítico en el comportamiento del pavimento. Sin embargo, además de la calidad, se aplican otros criterios que forman parte de la selección de un agregado en una obra de pavimentación. Estos criterios incluyen el costo y la disponibilidad del agregado. Aún más, un agregado que cumple con los requisitos de costo y disponibilidad deberá poseer también ciertas propiedades para poder ser considerado apropiado para pavimento asfáltico de buena calidad. Estas propiedades son:

- Graduación y tamaño máximo de partícula
- Limpieza
- Dureza
- Forma de la partícula
- Textura de la superficie
- Capacidad de absorción
- Afinidad con el asfalto.
- Peso específico.

GRADUACIÓN Y TAMAÑO MÁXIMO DE PARTÍCULA

Todas las especificaciones de pavimento asfáltico de mezcla en caliente requieren que las partículas de agregado estén dentro de un cierto margen de tamaños y que cada tamaño de partículas este presente en ciertas proporciones. Esta distribución de varios tamaños de partículas dentro del agregado es comúnmente llamada graduación del agregado o graduación de la mezcla. Es necesario entender como se mide el tamaño de partículas y la graduación para determinar si la graduación del agregado cumple o no con las especificaciones.

- **Tamaño Máximo de Partícula**

El tamaño de las partículas más grandes en la muestra debe ser determinado, debido a que las especificaciones hablan de un tamaño máximo de partículas para cada agregado usado. Existen dos formas de designar tamaños máximos de partículas:

- Tamaño máximo nominal de partícula, designado como un tamiz más grande que el primer tamiz que retiene más del 10 por ciento de las partículas de agregado, en una serie normal de tamices.
- Tamaño máximo de partícula, designado como un tamiz más grande que el tamaño máximo nominal de partícula. Típicamente, este es el tamiz más pequeño por el cual pasa el 100 por ciento de las partículas de agregado.

Para ilustrar las diferencias entre las dos designaciones, considere el siguiente ejemplo:

Se efectúa un tamizado de una muestra de agregado que va a ser usada en una mezcla de pavimentación. El tamiz de 19 mm (3/4 pulgada) retiene 4 por ciento de todas las partículas de agregado. El tamiz de 12.5 mm (1/2 pulgada), inmediatamente por debajo del tamiz de 19 mm, retiene un total de 18 por ciento de todas las partículas de agregado. En este caso, el tamaño máximo nominal es 19 mm (3/4 pulgada), y el tamaño máximo es 25 mm (1 pulgada).

Una mezcla de pavimentación se clasifica de acuerdo a su tamaño máximo o a su tamaño máximo nominal. Por lo tanto, en el ejemplo anterior la mezcla se denominaría "mezcla de 25mm" de acuerdo al tamaño máximo del agregado, mientras que se denominaría "mezcla de 19 mm" de acuerdo al tamaño nominal del agregado.

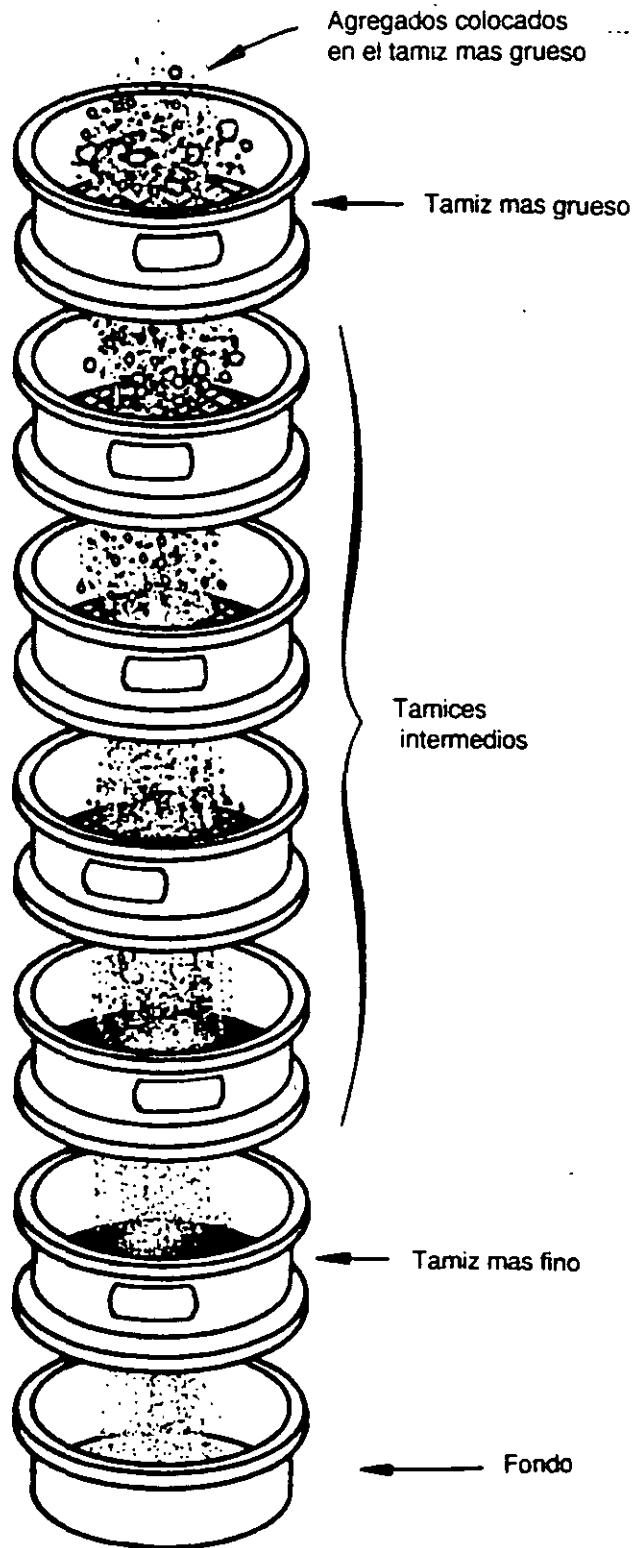


FIGURA 2.22 - Análisis de Tamices.

TAMIZADO

- Granulometría del Agregado

La granulometría de partículas es determinada por un análisis de tamices (o granulometría) efectuado sobre las muestras de agregado. El análisis de tamices consiste en pasar la muestra por una serie de tamices, cada uno de los cuales tiene aberturas de un tamaño específico (Figura 2.22). Los tamices están denominados de acuerdo al tamaño de sus aberturas. Las partículas gruesas quedan atrapadas en los tamices superiores; las partículas de tamaño medio pasan a través de los tamices medianos; y las partículas finas pasan a través de los tamices inferiores.

La granulometría del agregado, o graduación de la mezcla, tiene en cuenta el porcentaje (en peso) total de muestra que pasa por cada uno de los tamices. La granulometría es determinada al calcular el peso del contenido de cada tamiz, después de haber efectuado el análisis de tamices. Luego se resta el peso del contenido de cada tamiz del peso total de la muestra.

Los concretos asfálticos son clasificados de acuerdo a los porcentajes de partículas de agregado que contienen. La Figura 2.23 ilustra cinco tipos diferentes de concreto asfáltico y sus contenidos respectivos de agregado.

Ciertos términos son usados al hacer referencia a las fracciones de agregado, con el propósito de ayudar a la descripción de las mismas. Estos son:

- Agregado grueso - material retenido por el tamiz de 2.36 mm (No. 8)
- Agregado fino - material que pasa el tamiz de 2.36 mm (No. 8)
- Relleno mineral - fracciones de agregado fino que pasan el tamiz de 0.60 mm (No.30)
- Polvo mineral - fracciones de agregado fino que pasan el tamiz de 0.075 mm (No.200)

El relleno mineral y el polvo mineral están presentes en los agregados naturales y también son producidos, como subproducto, en la trituración de muchos tipos de roca. Ellos son esenciales para la producción de una mezcla densa, cohesiva, durable, y resistente a la penetración del agua. Sin embargo, un pequeño porcentaje de mas, o de menos, de relleno o polvo mineral, puede causar que la mezcla aparezca excesivamente seca o excesivamente rica (o sea, la mezcla de pavimentación aparecerá como si tuviera muy poco asfalto o demasiado asfalto). Dichos cambios en la mezcla pueden ocurrir con pequeños cambios en la cantidad o en el tipo de relleno o polvo mineral utilizado. Por consiguiente, el tipo y la cantidad de relleno y polvo mineral usados en cualquier mezcla asfáltica de pavimentación deberán ser cuidadosamente controlados.

Las especificaciones de granulometría de agregado para una obra dada pueden ser presentadas gráficamente. La Figura 2.24 muestra un gráfico típico de granulometría. En el gráfico, los tamaños de los tamices se muestran horizontalmente tanto en unidades métricas como en unidades habituales. El porcentaje de material que pasa se muestra verticalmente. Las especificaciones para una obra dada están representadas por la región que esta entre las líneas sólidas delgadas. La formula de la mezcla de pavimentación esta representada por la línea sólida gruesa. La banda de control de granulometría para la obra - establecida como referencia para controlar la granulometría en la obra - esta situada dentro de la región encerrada por las líneas punteadas.

Examinemos, usando la Figura 2.24, que nos dice un gráfico de granulometría. Tomando el tamiz de 9.5 mm (3/8 pulgada) como ejemplo, podemos observar que la banda de control de graduación permite que pase, por este tamiz, el 65 a 80 por ciento de agregado. La formula de la mezcla de la obra requiere que el 72 por ciento de agregado pase a través del tamiz de 9.5 mm (3/8 pulgada) Sin embargo, el margen usado durante el mezclado y la construcción esta entre el 65 y el 80 por ciento (material pasando el tamiz). Un gráfico de granulometría permite que el inspector comprenda, rápida y fácilmente, las graduaciones requeridas por la banda de especificaciones, por la formula de mezcla de la obra, y por la banda de control de graduación de la obra.

Designación de la Mezcla usando el Tamaño Máximo Nominal de Agregado

<i>Tamaño de Tamiz</i>	<i>37.5 mm (1 1/2 in.)</i>	<i>25.0 mm (1 in.)</i>	<i>19.0 mm (3/4 in.)</i>	<i>12.5 mm (1/2 in.)</i>	<i>9.5 mm (3/8 in.)</i>
<i>Porcentaje Total que Pasa (en peso)</i>					
50 mm (2 in.)	100	—	—	—	—
37.5 mm (1 1/2 in.)	90 to 100	100	—	—	—
25.0 mm (1 in.)	—	90 to 100	100	—	—
19.0 mm (3/4 in.)	56 to 80	—	90 to 100	100	—
12.5 mm (1/2 in.)	—	56 to 80	—	90 to 100	100
9.5 mm (3/8 in.)	—	—	56 to 80	—	90 to 100
4.75 mm (No. 4)	23 to 53	29 to 59	35 to 65	44 to 74	55 to 85
2.36 mm (No. 8)*	15 to 41	19 to 45	23 to 49	28 to 58	32 to 67
1.18 mm (No. 16)	—	—	—	—	—
0.60 mm (No. 30)	—	—	—	—	—
0.30 mm (No. 50)	4 to 16	5 to 17	5 to 19	5 to 21	7 to 23
0.15 mm (No. 100)	—	—	—	—	—
0.075 mm (No. 200)**	0 to 5	1 to 7	2 to 8	2 to 10	2 to 10
Cemento Asfáltico, porcentaje en peso del total de la mezcla*	3 to 8	3 to 9	4 to 10	4 to 11	5 to 12

*Cuando se consideran las características de la graduación total de una mezcla asfáltica, resulta ser que la cantidad de material que pasa el tamiz de 2.36 mm (No. 8) es un punto importante y conveniente de control de campo entre los agregados finos y los agregados gruesos. Las graduaciones que se aproximan a la cantidad máxima permitida que debe pasar por el tamiz de 2.36 mm resultaran en superficies de pavimento con textura relativamente fina. Las graduaciones que se aproximan al valor mínimo permitido resultaran en superficies con textura relativamente áspera.

**El material que pasa el tamiz de 0.075 mm (No. 200) puede consistir de partículas finas de agregado o de relleno mineral, o de ambos. Este material deberá estar libre de materia orgánica y de partículas de arcilla, y deberá tener un índice de plasticidad no mayor a 4 cuando se usa el Método D 423 o D 424 de la ASTM.

*La cantidad de cemento asfáltico esta dada en porcentaje por peso de la mezcla total. La amplia diferencia en pesos específicos de varios agregados, así como la diferencia en absorción, resulta en el amplio margen de cantidad de asfalto requerida. Esta cantidad de asfalto requerida deberá determinarse usando las pruebas adecuadas de laboratorio, o con base en la experiencia previa con mezclas similares, o mediante una combinación de ambos métodos.

FIGURA 2.23 - Composición Típica del Concreto Asfáltico.

En la Figura 2.25 se muestran los tamaños y números de tamices más frecuentemente usados en la graduación de agregado para mezclas asfálticas de pavimentación.

Los dos métodos usados para determinar la graduación de agregados son: tamizado en seco y tamizado por lavado. El tamizado en seco se usa generalmente con material agregado de graduación gruesa. Sin embargo, cuando las partículas de agregado están cubiertas de polvo o material limo-arcilloso, se debe efectuar un tamizado por lavado.

Tamizado en Seco

- Las muestras para el tamizado son reducidas por medio de un "cuarteador" de muestras, o mediante cuarteo manual.
- Los material finos y gruesos son separados usando un tamiz de 2.36 mm (No.8).
- Las muestras son secadas hasta un peso constante.
- Las muestras finas y las muestras gruesas son tamizadas separadamente.
- El peso de las fracciones (porciones) retenidas en cada tamiz, y en el platon que esta al final de los tamices, es registrado, así como la graduación de cada muestra (parte fina y parte gruesa).
- En la norma AASH-TO T 27 se puede encontrar el procedimiento para tamizado en seco.

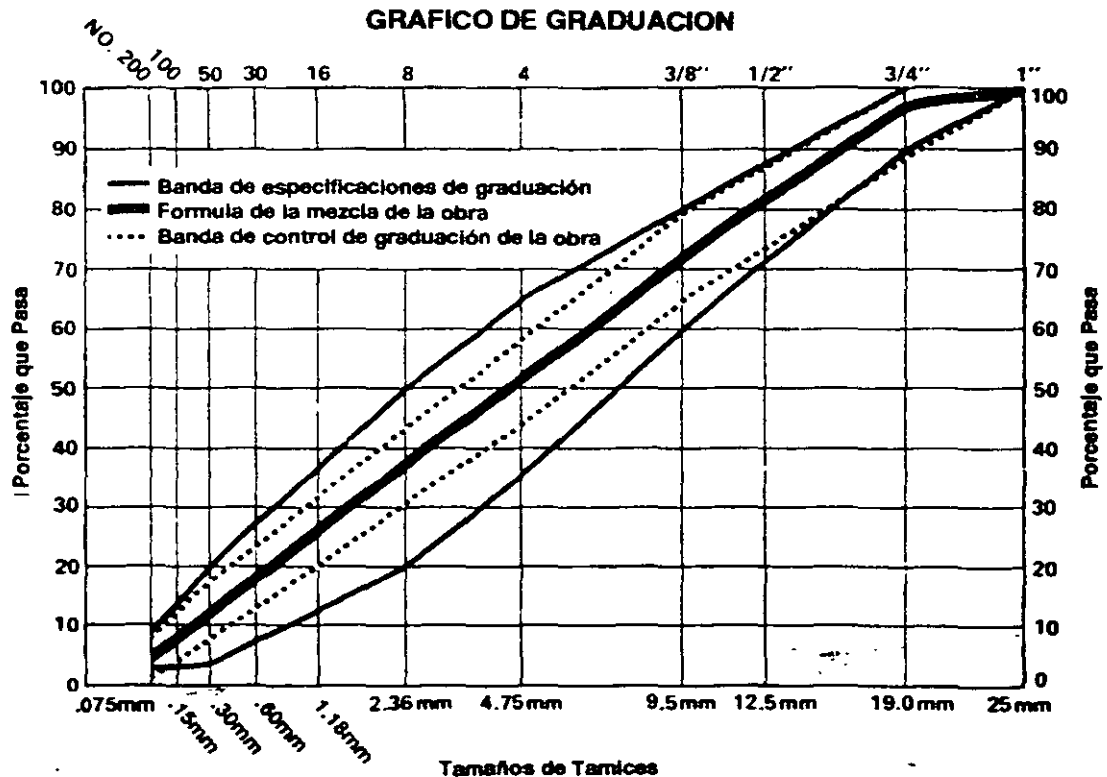


FIGURA 2.24 -Gráfico Típico de una Granulometría Exponencial y Ejemplo de una Banda de Granulometría.

Tamizado por vía húmeda

- Las muestras para este tipo de tamizado son lavadas a fondo para remover el polvo y el material limo-arcilloso, después de haber sido reducidas, separadas, secadas y pesadas.
- Después de ser lavadas, las muestras son nuevamente secadas y pesadas. La diferencia en peso antes y después del lavado representa la cantidad de polvo y material limo-arcilloso en la muestra original.
- En la norma AASHTO T 11 se puede encontrar el procedimiento para tamizado por vía húmeda.

Designación de Tamices para Agregados Gruesos		Designación de Tamices para Agregados Gruesos	
Sistema Métrico	Sistema Habitual Norteamericano	Sistema Métrico	Sistema Habitual Norteamericano
63 mm	2-½ in.	2.36 mm	No. 8
50 mm	2 in.	1.18 mm	No. 16
37.5 mm	1-½ in.	0.60 mm	No. 30
25.0 mm	1 in.	0.30 mm	No. 50
19.0 mm	¾ in.	0.15 mm	No. 100
12.5 mm	½ in.	0.075 mm	No. 200
9.5 mm	⅜ in.		
4.75 mm	No. 4		

FIGURA 2.25 - Tamaños Típicos de Tamices.

CÁLCULOS RELACIONADOS CON EL AGREGADO

En la siguiente sección se explican ciertos procedimientos necesarios para efectuar varios cálculos relacionados con el agregado. Se requiere que los inspectores sean capaces de efectuar estos cálculos, o que ayuden en la interpretación de los cálculos efectuados por otras personas. A continuación se incluyen cálculos relacionados con la granulometría, el proporcionamiento, y el peso específico.

- Análisis de Granulometría

La Figura 2.26 ilustra el método usado para determinar el porcentaje de partículas, de tamaño variable, a partir de los pesos de las fracciones obtenidas en el tamizado. Las granulometrías se expresan ya sea en porcentaje total que pasa (el porcentaje total, en peso, de muestra de agregado que pasa a través de un tamiz dado),

porcentaje total retenido (el porcentaje total, en peso, de muestra de agregado que es retenido en un tamiz dado), o porcentaje total que pasa y retenido (el porcentaje total, en peso, de muestra de agregado que pasa a través de un tamiz dado y que es retenido en el tamiz que sigue hacia abajo).

La granulometría del agregado, después de ser calculada, se dibuja como una curva continua. Dos tipos de curvas que generalmente se usan son: curvas de gráficos semi logarítmicos y curvas de gráficos exponenciales.

El gráfico semi-logarítmico mostrado en la Figura 2.27 es similar al observado anteriormente en la Figura 2.24 en donde se presenta la fórmula de mezcla de la obra, la banda de especificaciones, y la banda de control de graduación. La línea mostrada en la Figura 2.27 ha sido dibujada utilizando información de un análisis de tamizado en seco. El porcentaje que pasa cada tamiz es dibujado como un punto sobre la línea vertical correspondiente. Después de que se han dibujado todos los puntos para cada tamiz con su respectivo porcentaje, estos son unidos por medio de una línea continua. Esta línea representa la curva de granulometría del agregado en cuestión. Uno puede saber inmediatamente si la granulometría del agregado cumple con las especificaciones de gradación, si se dibuja la banda de especificaciones (Figura 2.24).

El gráfico exponencial muestra, horizontalmente, los diferentes tamaños de tamiz como potencias de 0.45. La Figura 2.28 muestra la misma curva de granulometría que aparece en el gráfico semi-logarítmico de la Figura 2.27.

Tamaño de Tamiz	Retenido en cada tamiz (gramos)	Pasando cada tamiz (gramos)	Porcentaje Total Pasando	Porcentaje Total Retenido	Porcentaje Pasando-Retenido*
19.0 mm (3/4-in.)	0	1135	100	0	5
12.5 mm (1/2-in.)	56	1079	95	5	15
9.5 mm (3/8-in.)	171	908	80	20	23
4.75 mm (No. 4)	262	646	57	43	18
2.36 mm (No. 8)	203	443	39	61	16
0.60 mm (No. 30)	182	261	23	77	6
0.30 mm (No. 50)	68	193	17	83	5
0.15 mm (No. 100)	57	136	12	88	4.5
0.075 mm (No. 200)	51	85	7.5	92.5	7.5
Platon	85				

Total = 1135

*Pasando el tamiz correspondiente, retenido en el tamiz siguiente (mas pequeño).

FIGURA 2.26 - Datos de un Análisis de Tamices, Convertidos en Granulometría de Agregado

- Cálculos de Proporcionamiento

El análisis de granulometría de agregado, y la combinación de agregados para obtener la granulometría deseada, son pasos importantes en el diseño de la mezcla. La granulometría del agregado debe satisfacer los requisitos de graduación impuestos por las especificaciones del proyecto y debe producir un diseño de mezcla que cumpla con los criterios descritos en el método de diseño. Además, los agregados deberán ser los más apropiados y económicos que puedan ser encontrados.

El Apéndice E describe un plan recomendado para analizar agregados que van a ser usados en el diseño de mezclas asfálticas de pavimentación. Los métodos ilustrados en los ejemplos del apéndice se aplican en la combinación y ajuste de granulometrías de agregado cuando se está controlando la mezcla en el laboratorio. También se aplican en el control de la producción de agregados y en el control de planta durante la construcción.

Para poder obtener la granulometría de referencia es necesario determinar proporciones exactas de cada agregado cuando estos se están combinando. Para calcular estas proporciones se han desarrollado procedimientos matemáticos, además de los mostrados en el Apéndice E.

- Cálculos de Peso Específico

El peso específico de un agregado es la proporción entre el peso de un volumen dado de agregado y el peso de un volumen igual de agua. El peso específico es una forma de expresar las características de peso y volumen de los materiales. Estas características son especialmente importantes en la producción de mezclas de pavimentación debido a que el agregado y el asfalto son proporcionados, en la mezcla, de acuerdo al peso.

Una tonelada de agregado de bajo peso específico tiene un volumen mayor (ocupa más espacio) que una tonelada de agregado con un peso específico más alto. Por consiguiente, para poder cubrir todas las partículas de agregado, más asfalto debe ser adicionado a una tonelada de agregado con bajo peso específico (mayor volumen) que a una tonelada de agregado con un peso específico más alto (menor volumen).

Muestra No _____
 Origen _____
 Materiles _____

Proyecto _____
 Localizacion _____
 Fecha _____

FIGURA 2.27 - Curva de Graduación en la Figura semi-logarítmica

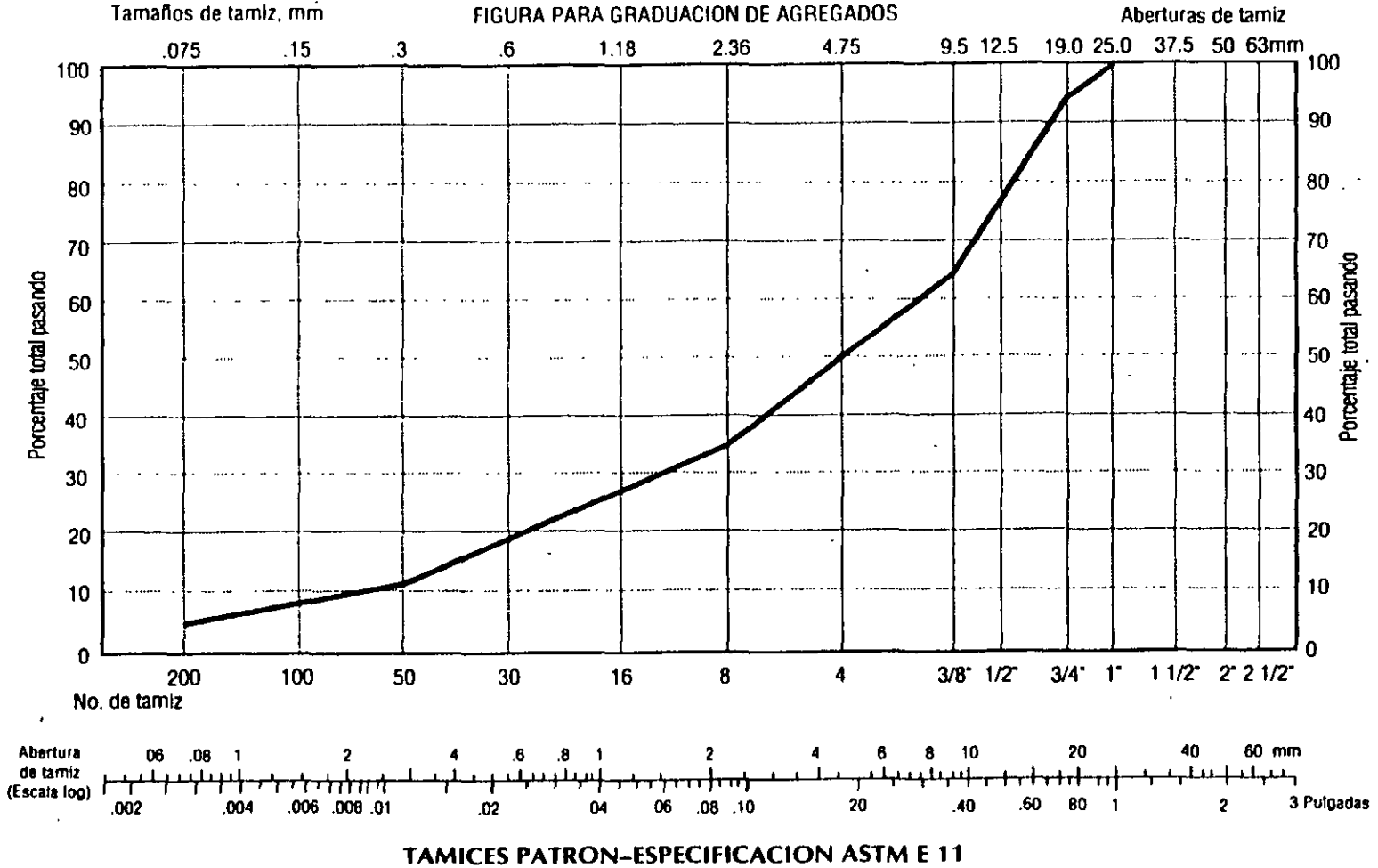


FIGURA DE GRADUACION DE LA POTENCIA 0.45

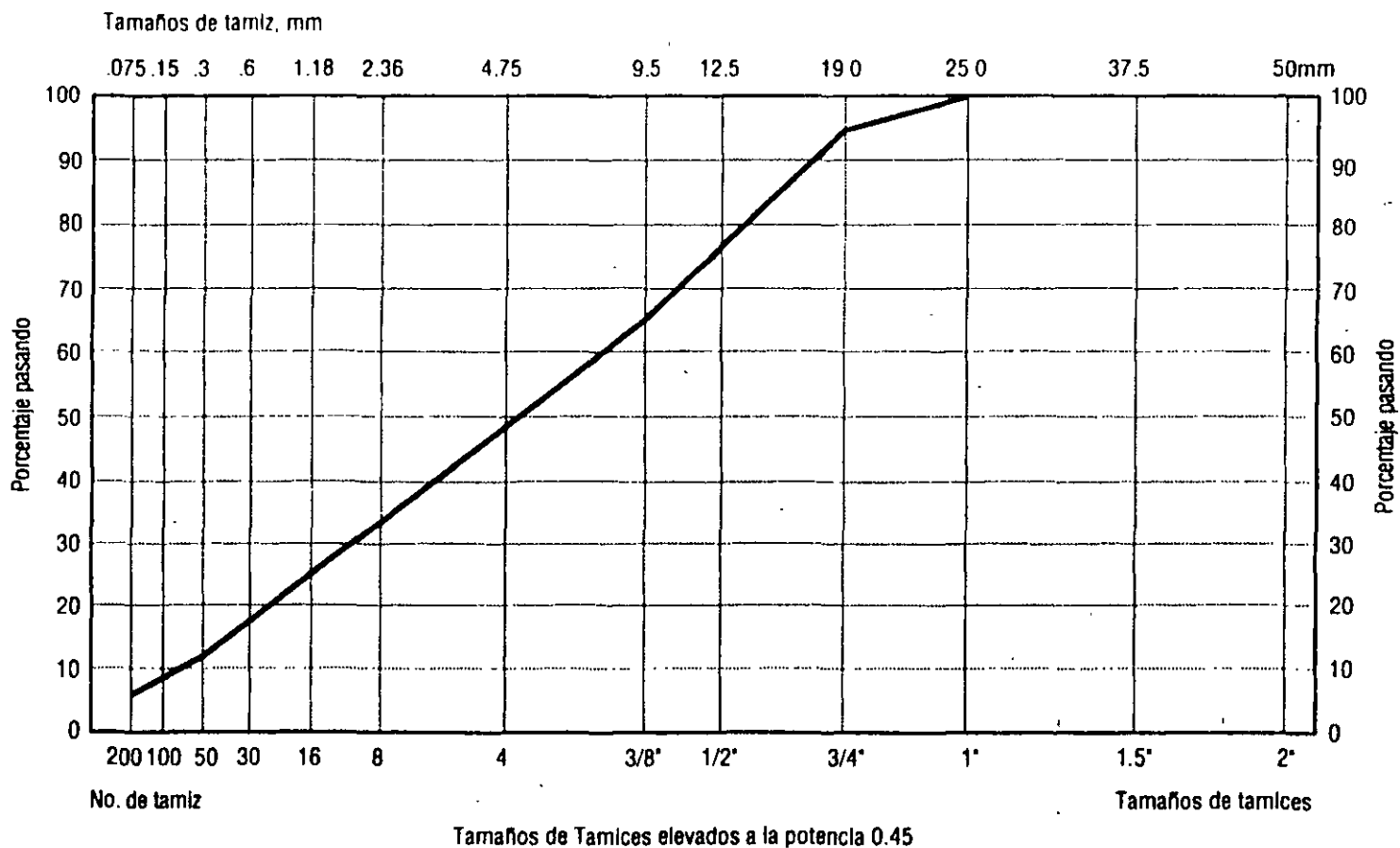


FIGURA 2.28 - Curva de Graduación en la Figura de Potencia 0.45

Otra razón importante por la cual es necesario conocer el peso específico de los agregados usados es que este ayuda en el cálculo del porcentaje de vacíos de aire (espacios de aire) de las mezclas compactadas. Todas las mezclas de pavimentación deben incluir un cierto porcentaje (en volumen) de vacíos o espacios de aire, como será explicado más adelante. Estos espacios desempeñan una labor importante en el pavimento terminado. La única manera de calcular el porcentaje de vacíos de aire en un volumen dado de mezcla de pavimentación es midiendo el peso específico de una muestra de la mezcla de pavimentación y luego restando, de su valor, los pesos específicos del agregado y el asfalto que conforman la mezcla. El resultado es una indicación del volumen de vacíos de aire en la muestra.

Todos los agregados son, hasta cierto punto, porosos. Se han desarrollado tres tipos de peso específico (Figura 2.29) para tener en cuenta la porosidad del agregado, debido a que esta afecta la cantidad de asfalto que se requiere para cubrir las partículas de agregado y también el porcentaje de vacíos de aire en la mezcla final.

Estos tres tipos son:

- Peso específico total
- Peso específico aparente, y
- Peso específico efectivo

El peso específico total de una muestra incluye todos los poros de la muestra.

El peso específico aparente no incluye, como parte del volumen de la muestra, los poros y espacios capilares que se llenarían de agua al mojar la muestra.

El peso específico efectivo excluye, del volumen de la muestra, todos los poros y espacios capilares que absorben asfalto.

El peso específico total asume que los poros que absorben agua no absorben asfalto. El peso específico aparente asume que todos los poros que son permeables al agua absorben asfalto. Ninguna de estas suposiciones, excepto en casos muy raros, es verdadera. Por lo tanto, el peso específico efectivo, el cual discrimina entre poros permeables al agua y poros permeables al asfalto, es el que más se acerca al valor correcto que debe ser usado en los cálculos de mezclas asfálticas.

LIMPIEZA

Las especificaciones de la obra generalmente ponen un límite a los tipos y cantidades de materiales indeseables (vegetación, arcilla esquistosa, partículas blandas, terrones de arcilla, etcétera) en el agregado. Las cantidades excesivas de estos materiales pueden afectar desfavorablemente el comportamiento del pavimento.

La limpieza del agregado puede determinarse, usualmente, mediante inspección visual, pero un tamizado por lavado (donde el peso de la muestra de agregado antes de ser lavada es comparado con su peso después de ser lavada) proporciona una medida exacta del porcentaje de material indeseable más fino que 0.075 mm (No. 200). El ensayo de equivalente-arena (AASHTO T 176) es un método para determinar la proporción indeseable de polvo fino y arcilla en la fracción (porción) de agregado que pasa el tamiz de 4.75 mm (No. 4).

DUREZA

Los agregados deben ser capaces de resistir la abrasión (desgaste irreversible) y degradación durante la producción, colocación, y compactación de la mezcla de pavimentación, y durante la vida de servicio del pavimento. Los agregados que están en, o cerca de, la superficie, deben ser mas duros (tener mas resistencia) que los agregados usados en las capas inferiores de la estructura del pavimento. Esto se debe a que las capas superficiales reciben los mayores esfuerzos y el mayor desgaste por parte de las cargas del transito.

El Ensayo de Desgaste de Los Angeles (AASHTO T 96) mide la resistencia de un agregado al desgaste y a la abrasión. El equipo usado en el ensayo se muestra en la Figura 2.30.

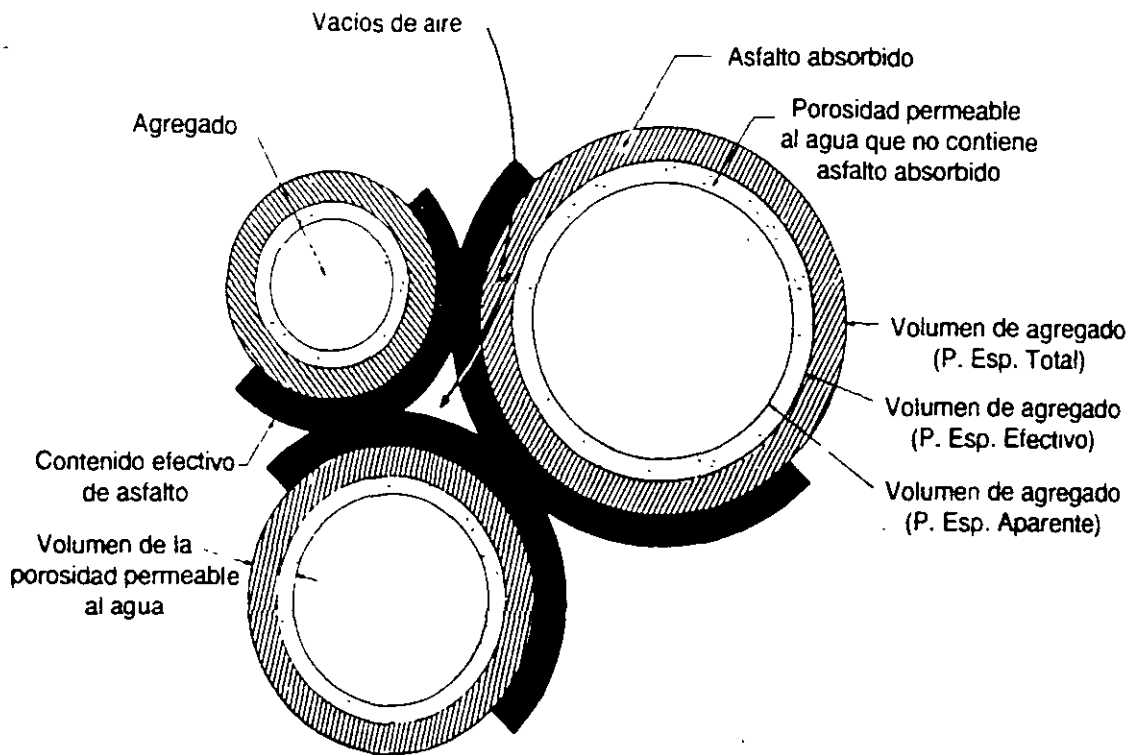


FIGURA 2.29 - Varios Tipos de Pesos Específicos de Agregado.

FORMA DE LA PARTÍCULA

La forma de la partícula (Figura 2.31) afecta la trabajabilidad de la mezcla de pavimentación durante su colocación, así como la cantidad de fuerza necesaria para compactar la mezcla a la densidad requerida. La forma de la partícula también afecta la resistencia de la estructura del pavimento durante su vida.

Las partículas irregulares y angulares generalmente resisten el desplazamiento (movimiento) en el pavimento, debido a que tienden a entrelazarse cuando son compactadas. El mejor entrelazamiento generalmente con partículas de bordes puntiagudos y de forma cúbica, producidas, casi siempre, por trituración.

Muchas de las mezclas asfálticas de pavimentación contienen partículas angulares y redondas. Las partículas gruesas (grandes) de agregado proporcionan la resistencia en el pavimento y provienen generalmente de piedra o grava triturada. Las partículas finas de agregado suministran la trabajabilidad necesaria en la mezcla y provienen generalmente de arenas naturales.

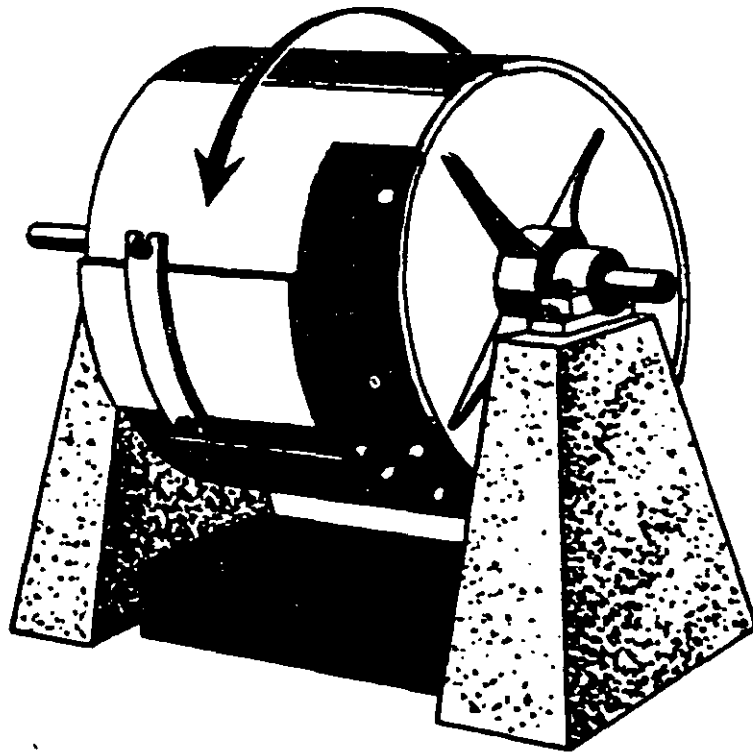


FIGURA 2.30 - Máquina de Desgaste de Los Angeles.

TEXTURA SUPERFICIAL

La textura superficial (Figura 2.3 1) de las partículas de agregado es otro factor que determina no solo la trabajabilidad y resistencia final de la mezcla de pavimentación, sino también las características de resistencia al deslizamiento en la superficie del pavimento. Algunos consideran que la textura superficial es más importante que la forma de la partícula. Una textura áspera, como la del papel de lija, aumenta la resistencia en el pavimento debido a que evita que las partículas se muevan unas respecto a otras, y a la vez provee un coeficiente alto de fricción superficial que hace que el movimiento del tránsito sea más seguro.

Adicionalmente, las películas de asfalto se adhieren más fácilmente a las superficies rugosas que a las superficies lisas. Las gravas naturales son frecuentemente trituradas durante su procesamiento, debido a que generalmente contienen superficies lisas. El trituramiento produce texturas superficiales rugosas en las caras fracturadas, así como cambios en la forma de la partícula.

No existe un método directo para evaluar la textura superficial. Es tan solo una característica, como la forma de la partícula, que esta reflejada en los ensayos de resistencia y en la trabajabilidad de la mezcla durante la construcción.

CAPACIDAD DE ABSORCIÓN

Todos los agregados son porosos, y algunos más que otros. La cantidad de líquido que un agregado absorbe cuando es sumergido en un baño determina su porosidad.

La capacidad de un agregado de absorber agua (o asfalto) es un elemento importante de información. Si un agregado es altamente absorbente, entonces continuará absorbiendo asfalto después del mezclado inicial en la planta, dejando así menos asfalto en su superficie para ligar las demás partículas de agregado. Debido a esto, un agregado poroso requiere cantidades mucho mayores de asfalto que las que requiere un agregado menos poroso.



FIGURA 2.31 - Agregados con Diferentes Formas y Texturas Superficiales.

Los agregados altamente porosos y absorbentes no son normalmente usados, a menos de que posean otras características que los haga deseables, a pesar de su alta capacidad de absorción. Algunos ejemplos de dichos materiales son la escona de alto horno y ciertos agregados sintéticos. Estos materiales son altamente porosos, pero también son livianos en peso y poseen alta resistencia al desgaste.

AFINIDAD POR EL ASFALTO

La afinidad de un agregado con el asfalto es la tendencia del agregado a aceptar y retener una capa de asfalto. Las calizas, las dolomitas, y las rocas trapeanas tienen alta afinidad con el asfalto y son conocidas como hidrofóbicas (repelen el agua) porque resisten los esfuerzos del agua por separar el asfalto de sus superficies.

Los agregados hidrofílicos (atraen el agua) tienen poca afinidad con el asfalto. Por consiguiente, tienden a separarse de las películas de asfalto cuando son expuestos al agua. Los agregados silíceos (e.g. cuarcita y algunos granitos) son ejemplos de agregados susceptibles al desprendimiento y deben ser usados con precaución.

No es muy claro el porque los agregados hidrofóbicos e hidrofílicos se comportan de tal manera. A pesar de esto, existen varios ensayos para determinar su afinidad con el asfalto y su tendencia al desprendimiento. En uno de estos ensayos, la mezcla de agregado-asfalto, sin compactar, es sumergida en agua, y las partículas cubiertas son observadas visualmente. En otro ensayo, comúnmente conocido como ensayo de inmersión-compresión, dos muestras de mezcla son preparadas y una es sumergida en agua. Posteriormente, ambas son ensayadas para determinar sus resistencias. La diferencia en resistencia es considerada un indicativo de la susceptibilidad del agregado al desprendimiento.

RESUMEN

Una mezcla en caliente de pavimento asfáltico consiste en una mezcla uniforme de asfalto y agregado caliente.

Casi todo el asfalto utilizado hoy en día proviene de la refinación de crudos de petróleo. El cemento asfáltico (asfalto de pavimentación) está clasificado de acuerdo a su viscosidad o penetración. Una de las propiedades físicas más importantes del asfalto en la pavimentación son: durabilidad, adhesión y cohesión, susceptibilidad a la temperatura, y resistencia al envejecimiento y al endurecimiento. Los ensayos típicos de asfalto constan de pruebas que tienen como propósito determinar la viscosidad del cemento asfáltico, su penetración, su punto de inflamación, sus características de envejecimiento y endurecimiento, su ductilidad, su solubilidad, y su peso específico.

Deben tomarse en cuenta ciertas precauciones para prevenir heridas por quemaduras y gases venenosos, debido a que el asfalto es un hidrocarburo que se mantiene caliente durante su almacenaje, manejo, y muestreo. Adicionalmente, el asfalto debe ser almacenado, manejado y muestreado apropiadamente para prevenir que sea contaminado.

El inspector debe ser capaz de calcular las correcciones de temperatura-volumen para poder mantener registros adecuados y garantizar conformidad con las especificaciones.

Los agregados se clasifican como sedimentarios, ígneos, o metamórficos, dependiendo de la manera como hayan sido formados. Los agregados de pavimentación abarcan los agregados naturales, los agregados procesados, los agregados sintéticos o artificiales, y los rellenos minerales.

Se debe tener cuidado durante la producción, el acopio, el manejo, y el muestreo de agregado, para evitar contaminación, degradación y segregación. Técnicas específicas han sido desarrolladas para minimizar los efectos que pueden ocasionar que un agregado no sea apropiado para ser usado en la pavimentación.

Algunas propiedades de especial interés en la pavimentación son la granulometría y el tamaño de la partícula, su limpieza, su dureza, su forma, su textura superficial, su capacidad de absorción, y su afinidad con el asfalto. Ciertos cálculos, referentes al agregado, son requeridos en el curso de la producción de mezclas asfálticas en caliente para poder garantizar conformidad con las especificaciones. Estos incluyen el análisis de granulometría, los cálculos de proporcionamiento, y la determinación del peso específico.

Un conocimiento completo de los materiales usados en las mezclas asfálticas de pavimentación constituye una herramienta necesaria para el inspector de pavimentación. Este conocimiento le permitirá tomar, diariamente, decisiones confiables y correctas.

2.9 Pruebas de calidad para asfaltos modificados

M.MMP.4.05.022/02

LIBRO: MMP. MÉTODOS DE MUESTREO y PRUEBA DE MATERIALES

PARTE: 4. MATERIALES PARA PAVIMENTOS

TÍTULO: 05. Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas

CAPÍTULO: 022. Separación en Cemento Asfáltico Modificado

A. CONTENIDO

Este Manual describe el procedimiento de prueba para medir la separación del polímero en los asfaltos modificados a que se refiere la Norma N.CMT.4.05.002, *Calidad de Materiales Asfálticos Modificados*, en muestras tomadas conforme al Manual M.MMP.4.05.001, *Muestreo de Materiales Asfálticos*.

B. OBJETIVO DE LA PRUEBA

La prueba consiste en comparar el punto de reblandecimiento (anillo y esfera) en las partes superior e inferior en las muestras tomadas de un tubo con asfalto modificado con polímero y sellado.

C. REFERENCIAS

Este Manual se complementa con las siguientes:

NÓRMAS Y MANUALES	DESIGNACIÓN
Calidad de Materiales Asfálticos Modificados.....	N.CMT.4.05.002
Muestreo de Materiales Asfálticos.....	M.MMP-4.05.001
Punto de Reblandecimiento en Cementos Asfálticos.....	M.MMP-4.05.009

D. EQUIPO

El equipo para la ejecución de la prueba estará en condiciones de operación, calibrado, limpio y completo en todas sus partes.

D.1. TUBOS

De aluminio, de 2,5 cm de diámetro por 14 cm de longitud, cerrados en uno de sus extremos.

D.2. HORNO

Provisto de termostato, capaz de mantener una temperatura constante de $163 \pm 6^{\circ}\text{C}$.

D.3. CÁMARA REFRIGERANTE

Capaz de mantener una temperatura constante de $-7 \pm 1^{\circ}\text{C}$.

D.4. SOPORTE

Capaz de sujetar en posición vertical a los tubos de aluminio en el horno así como en la cámara refrigerante.

D.5. ESPÁTULA

Rígida y filosa para cortar el tubo que contiene la muestra.

D.6. MARTILLO

Para ayudar a cortar el tubo que contiene la muestra con la espátula.

D.7. MALLA N° 50

De $300 \mu\text{m}$ de abertura. Para cuando se prueben residuos por destilación de emulsiones asfálticas.

E. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

La muestra de cemento asfáltico modificado, obtenida según se establece en el Manual M.MMPA.OS,001, Muestreo de Materiales Asfálticos, se prepara de la siguiente manera:

- E.1.** La prueba se realizará por duplicado, por lo que será necesario preparar dos muestras de prueba.
- E.2.** De la muestra se toma una porción de 50g y se calienta en un recipiente apropiado, agitándola en forma continua para distribuir la temperatura uniformemente, hasta que adquiera la fluidez que permita su vaciado en el tubo de aluminio previamente fijado verticalmente en el soporte.
- E.3.** Se vacía la muestra de prueba en el tubo cuidando que durante su calentamiento y vaciado no se formen burbujas de aire, que la temperatura alcanzada no exceda 130°C y que esta operación se realice en un lapso menor de 60 min. Se retira el exceso de material en el tubo y se sella. Cuando se trate

de residuos por destilación de emulsiones asfálticas, el vaciado se hará a través de la malla N°50.

F. PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

- F.1.** Se coloca el soporte con el tubo en el horno cuando éste mantenga una temperatura de $163 \pm 6^\circ\text{C}$ Y se conserva el tubo ahí durante un periodo de 48 ± 1 h. Transcurrido el período, se retiran del horno el soporte con el tubo e inmediatamente se colocan en la cámara refrigerante cuando ésta mantenga una temperatura de $-7 \pm 1^\circ\text{C}$ durante 4 h como mínimo, para solidificar la muestra. Durante todo el proceso de la prueba el tubo se mantendrá en posición vertical y libre de vibraciones.
- F.2.** Una vez cumplido el periodo de refrigeración, el tubo se coloca en una superficie firme y plana; con la ayuda de la espátula y el martillo, se corta la muestra en el sentido transversal en tres partes iguales y se colocan los extremos en el horno a $163 \pm 6^\circ\text{C}$, hasta que el material asfáltico esté lo suficientemente fluido.
- F.3.** Siguiendo el procedimiento indicado en la Cláusula E. del Manual M.MMP.4.05.009, Punto de Reblandecimiento en Cementos Asfálticos, se vierten ambas muestras, una en cada anillo y se obtienen, simultáneamente, sus puntos de reblandecimiento como se describe en la Cláusula F. del mismo Manual. Es importante identificar ambos anillos para saber cuál corresponde a la muestra de la parte superior del tubo y cuál a la parte inferior.
- F.4.** Se registra para cada anillo la temperatura en el momento en que el material asfáltico toque la placa inferior del soporte, con aproximación de $\pm 0,5^\circ\text{C}$.
- F.5.** Se realiza la prueba en la muestra del segundo tubo siguiendo el procedimiento establecido en esta Cláusula.

G. CÁLCULOS Y RESULTADOS

- G.1.** Se reporta como la separación (diferencia en la temperatura anillo y esfera), con aproximación de $0,5^\circ\text{C}$, el resultado obtenido mediante la siguiente expresión, indicando el líquido utilizado para la prueba.

$$D = |T_s - T_i|$$

Donde:

- D** = Separación (diferencia en la temperatura anillo y esfera), ($^\circ\text{C}$)
T_s = Promedio de las dos temperaturas correspondientes al punto de reblandecimiento de la parte superior de los tubos, ($^\circ\text{C}$)
T_i = Promedio de las dos temperaturas correspondientes al punto de reblandecimiento de la parte inferior los tubos, ($^\circ\text{C}$)

- G.2.** Para que el resultado se considere satisfactorio, la diferencia entre las mediciones de ambas pruebas, es decir, entre los dos valores de T_S o de T_{II} , no será mayor de 2°C.

H. PRECAUCIONES PARA EVITAR ERRORES

Para evitar errores durante la ejecución de la prueba, se observan las siguientes precauciones:

- H.1.** Realizar la prueba bajo las condiciones de temperatura, masa y tiempo indicadas en este Manual.
- H.2.** Confirmar que el equipo esté perfectamente limpio y calibrado al momento de realizar la prueba.
- H.3.** Verificar que no se presente ningún tipo de vibración que altere los resultados de la prueba.
- H.4.** Considerar todas las recomendaciones indicadas en la Cláusula H. del Manual M.MMP.4.05.009, *Punto de Reblandecimiento en Cementos Asfálticos*.

LIBRO: MMP. MÉTODOS DE MUESTREO y
PRUEBA DE MATERIALES

PARTE: 4. PA V/MENTOS

TÍTULO: 05. Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas

CAPÍTULO: 023. Resiliencia en Cemento Asfáltico Modificado

A. CONTENIDO

Este Manual describe el procedimiento de prueba para determinar la resiliencia de los asfaltos modificados a que se refiere la Norma N.CMT.4.05.002, *Calidad de Materiales Asfálticos Modificados*, en muestras tomadas conforme al Manual M.MMP-4.05'001, *Muestreo de Materiales Asfálticos*.

B. OBJETIVO DE LA PRUEBA

Esta prueba permite conocer la resiliencia en materiales asfálticos modificados sometiendo un espécimen a una prueba de penetración, con el fin de predecir el comportamiento futuro del asfalto.

C. REFERENCIAS

Este Manual se complementa con la Norma N.CMT.4.05.002, *Calidad de Materiales Asfálticos Modificados* y el Manual M.MMP.4.05.001, *Muestreo de Materiales Asfálticos*.

D. EQUIPO Y MATERIALES

El equipo para la ejecución de la prueba estará en condiciones de operación, calibrado, limpio y completo en todas sus partes. Todos los materiales por emplear serán de alta calidad, considerando siempre la fecha de su caducidad.

D.1. APARATO DE PENETRACIÓN O PENETRÓMETRO PARA ASFALTOS

Estándar, como el mostrado en la Figura 1 de este Manual, capaz de sujetar una esfera como la referida en la Fracción D.2. de este Manual y provisto de un dispositivo para medir la profundidad de penetración de la esfera, en décimos de milímetro. También contará con un mecanismo que permita aproximar la esfera a la muestra de prueba.

D.2. ESFERA DE PENETRACIÓN

De acero inoxidable, totalmente endurecida y perfectamente pulida, con la forma y dimensiones que se muestran en la Figura 2 de este Manual, que se acople al penetrómetro. La guía tendrá una masa de $27.5 + 0.1$ g y la masa total de la guía con la esfera será de $75 + 0,01$ g.

D.3. CÁPSULA

De metal o de vidrio refractario, de forma cilíndrica, con el fondo plano, con diámetro interior de 55 mm y altura interior de 45 mm, aproximadamente.

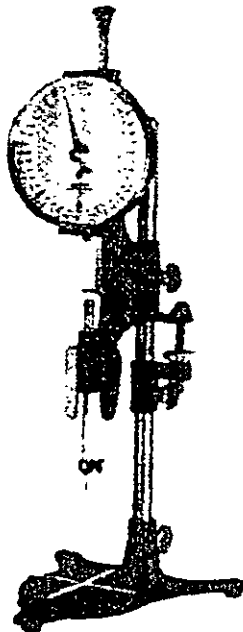


FIGURA 1.- Penetrómetro

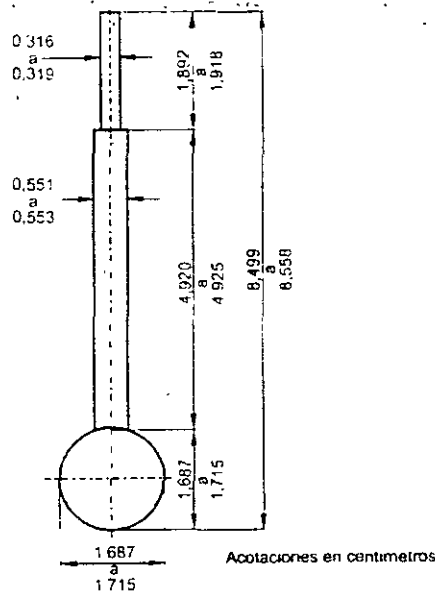


FIGURA 2.- Esfera de penetración

D.4. BAÑO DE AGUA

Con temperatura controlable hasta 50°C, con dimensiones y características tales que le den una capacidad mínima de 10 l. Provisto de un entrepaño con perforaciones, colocado a no menos de 5 cm del fondo del baño y a no menos de 10 cm de la superficie libre del líquido.

D.5. TERMÓMETRO

Con rango de 19 a 65°C y aproximación de 0,1 °C.

D.6. CRONÓMETRO

Con aproximación de 0,2 s.

D.7. RECIPIENTE DE MANEJO

De metal, plástico o vidrio, de forma cilíndrica adecuada para manejar y mantener sumergida la cápsula que contenga la muestra de prueba; de 350 cm³ de capacidad y con un dispositivo que permita fijar convenientemente la cápsula.

D.8. HORNO

Provisto de termostato que mantenga temperaturas hasta de 175°C, con aproximación de $\pm 2^\circ\text{C}$.

D.9. AGUA

Destilada.

D.10. GLICERINA O TALCO

Para evitar que se adhiera el material asfáltico a la esfera.

E. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

De la muestra deasfaltmodificad6, obtenida según se establece en el Manual M.MMP.4.05.001, *Muestreo de Materiales Asfálticos*, se toma una porción de 177,5 cm³ y se calienta en un recipiente apropiado, agitándola en forma continua con el objeto de distribuir la temperatura uniformemente, hasta que adquiera la fluidez eficiente para facilitar su vaciado en la cápsula, cuidando que durante su calentamiento no se formen burbujas de aire, que la temperatura alcanzada no exceda de 130°C y que esta operación se realice en un lapso menor de 30 min. Hecho esto, inmediatamente se llena la cápsula con la muestra de prueba, se cubre adecuadamente para protegerla del polvo, se deja enfriar hasta que alcance la temperatura ambiente, para después ser sometida a un proceso de curado durante 24 h bajo condiciones estándar de laboratorio.

F. PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

- F.1.** Se coloca la cápsula que contiene la muestra de prueba dentro del recipiente de manejo, para introducirlos posteriormente en el baño de agua, cuando éste mantenga una temperatura de $25\pm 0.1^\circ\text{C}$. Se sumerge dicho recipiente completamente y se mantiene así por espacio de 1 h. con objeto de que el producto asfáltico adquiera esa temperatura.
- F.2.** Se coloca el penetrómetro sobre una superficie plana, firme y sensiblemente horizontal, se le acopla la esfera de penetración con guía y se nivela perfectamente el penetrómetro.
- F.3.** Se saca del baño de agua el recipiente de manejo, el cual contiene la muestra de prueba en su cápsula, cuidando que tenga agua suficiente para cubrir completamente dicha cápsula. Se colocan el recipiente y la cápsula sobre la base del penetrómetro, de tal manera que la muestra quede bajo la esfera de penetración, a la que previamente se le habrá aplicado ligeramente glicerina o talco para evitar que se adhiera a la muestra. Se ajusta la altura de la esfera de penetración hasta que haga contacto con la superficie de la muestra, lo que se logra haciendo coincidir la superficie de la esfera con su imagen reflejada en la superficie de la muestra.

- F.4. Se hace coincidir la manecilla del penetrómetro con el cero de su carátula, hecho esto se libera la esfera dejándola penetrar durante 5 s, después de lo cual se toma la lectura registrándola en décimos de milímetro como P.
- F.5. Sin alterar la lectura del medidor, se presiona la guía con la esfera a un ritmo uniforme durante 10 s, hasta que la manecilla del penetrómetro recorra 100 unidades, es decir, que la manecilla indique P + 100. Se sostiene esta presión mediante el embrague durante otros 5 s, mientras se regresa la manecilla del penetrómetro a "cero". Hecho lo anterior, se libera el embrague para que el espécimen se recupere durante 20 s y se registra la lectura después de la recuperación, como F, en décimos de milímetro.
- F.6. Se realizan un total de tres determinaciones sobre puntos equidistantes entre ellos, separados de la pared de la cápsula no menos de 13 mm. Se limpia cuidadosamente la esfera después de cada determinación sin desmontarla y, de ser necesario, para ajustar la temperatura a $25 \pm 0,1$ °C, se regresa el recipiente de manejo con la muestra al baño de agua. Para la limpieza de la esfera se utiliza un paño humedecido con tricloroetileno y después un paño seco y limpio.

G. CÁLCULOS Y RESULTADOS

- G.1. Se calcula la recuperación elástica para cada una de las tres mediciones, utilizando la siguiente fórmula:

$$R = P + 100 - F$$

Donde:

- R = Recuperación elástica, (%)
 P = Penetración de la esfera, (1×10^{-1} mm)
 F = Lectura de recuperación, (1×10^{-1} mm)

- G.2. Se reporta como la resiliencia, el promedio de las tres recuperaciones elásticas calculadas.

H. PRECAUCIONES PARA EVITAR ERRORES

Para evitar errores durante la ejecución de la prueba, Se observan las siguientes precauciones:

- H.1. Realizar la prueba en un lugar cerrado, con ventilación indirecta, limpio y libre de corrientes de aire, de cambios de temperatura y de partículas que provoquen la contaminación de las muestras de prueba.
- H.2. Realizar la prueba bajo las condiciones de temperatura, masa y tiempo de

penetración que se especifican.

- H.3.** Evitar que exista aire atrapado en la muestra de prueba.
- H.4.** Confirmar que la esfera esté perfectamente limpia en el momento de la penetración.
- H.5.** Verificar que la esfera esté en contacto con la superficie de la muestra de prueba al iniciar la penetración

LIBRO: MMP. MÉTODOS DE MUESTREO y
PRUEBA DE MATERIALES

PARTE: 4. MATERIALES PARA PAVIMENTOS

TÍTULO: 05. Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas

CAPÍTULO: 024. Recuperación Elástica por Torsión en Cemento Asfáltico
Modificado

A. CONTENIDO

Este Manual describe el procedimiento de prueba para determinar la recuperación elástica por torsión de los asfaltos modificados, a que se refiere la Norma N.CMT.4.05.002, *Calidad de Materiales Asfálticos Modificados*, en muestras tomadas conforme al Manual M.MMP-4'05'001, *Muestreo de Materiales Asfálticos*.

B. OBJETIVO DE LA PRUEBA

Esta prueba permite determinar la capacidad de recuperación elástica de los materiales asfálticos modificados. La prueba consiste en inducir una deformación angular mediante un cilindro de acero de dimensiones específicas, embebido en una muestra de cemento asfáltico modificado, con el objeto de observar su capacidad de recuperación.

C. REFERENCIAS

Este Manual se complementa con la Norma N.CMT.4.05.002, *Calidad de Materiales Asfálticos Modificados* y el Manual M.MMP.4.05.001, *Muestreo de Materiales Asfálticos*.

D. EQUIPO Y MATERIALES

El equipo para la ejecución de la prueba estará en condiciones de operación, calibrado, limpio y completo en todas sus partes. Todos los materiales por emplear serán de alta calidad, considerando siempre la fecha de su caducidad.

D.1. APARATO DE TORSIÓN

Para imponer una deformación angular a la muestra, con la forma y dimensiones mostradas en las Figuras 1 y 2 de este Manual y constituido fundamentalmente por:

- Cilindro metálico

- Semicorona con escala graduada de 0 a 180°
- Barra indicadora, que permite tomar la medición sobre la semicorona graduada.
- Baño de agua
- Molde para la muestra

D.2. TERMÓMETRO

Con rango de 19 a 27°C y aproximación de 0,1 °C.

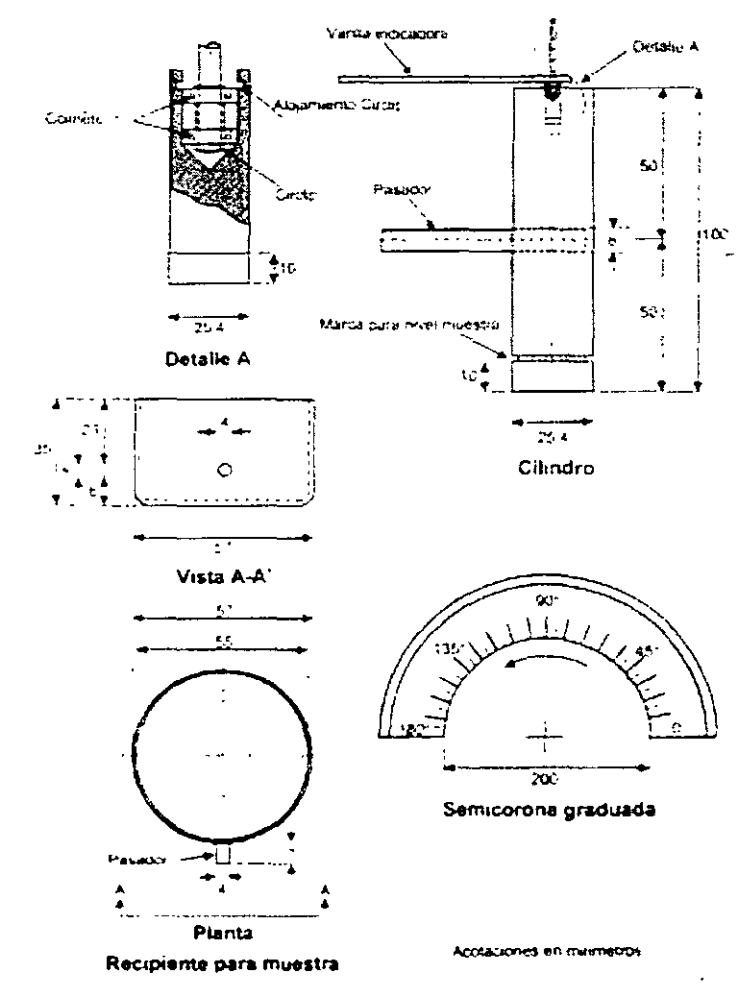


FIGURA 1.- Cilindro, semicorona graduada y molde para la muestra

D.3. CRONÓMETRO

Con aproximación de 1 s.

D.4. ESTUFA

Para calentar la muestra de prueba.

D.5. VARILLA

Para agitado, con extremos redondeados con diámetro de 13 mm aproximadamente.

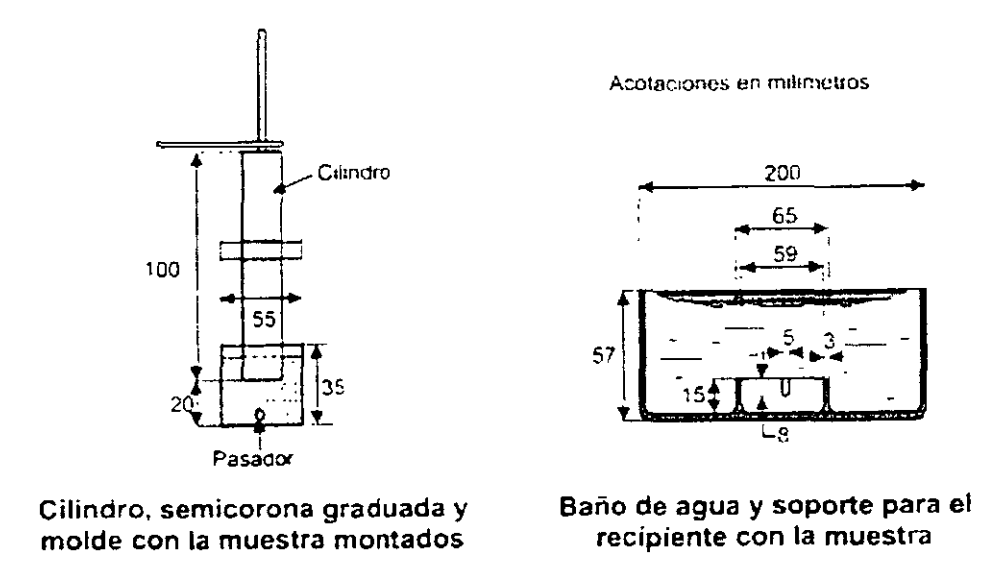


FIGURA 2.- Recipiente con la muestra y baño de agua

D.6. ESPÁTULA

Metálica, para agitar la muestra.

D.7. RECIPIENTE

De un material resistente al calor.

D.8. MALLA N°50

De 300 μm de abertura.

E. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

De la muestra de cemento asfáltico modificado, obtenida según se establece en el Manual M.MMP.4.05.001, *Muestreo de Materiales Asfálticos*, se toma una porción de volumen ligeramente mayor al necesario para llenar el molde para la muestra del aparato de torsión y se calienta en un recipiente apropiado, agitándola en forma continua con el objeto de distribuir la temperatura uniformemente, hasta que adquiera la fluidez suficiente para facilitar su vaciado en dicho molde, cuidando que durante su calentamiento la temperatura no exceda de 130°C y que esta operación se realice en un lapso menor de 30 mino

F. PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

- F.1. Se centra y fija el molde para la muestra dentro del baño, antes de agregar el agua.
- F.2. Se ajusta el cilindro metálico de tal forma que su base inferior quede a una distancia de 20 mm del fondo del molde, previamente al vertido de la muestra.
- F.3. Una vez preparada la muestra como se establece en la Cláusula E. de este Manual, se vierte en el molde, agitándola perfectamente y haciéndola pasar cuidadosamente a través de la malla N°50, formando un chorro delgado que se mueva por toda la circunferencia del molde, evitando la formación de burbujas de aire y en cantidad suficiente que permita el enrasamiento de dicho molde usando como referencia la marca grabada sobre el cilindro metálico a 10 mm de su base inferior, es decir, que el cilindro metálico quede sumergido dentro de la muestra precisamente estos 10 mm.
- F.4. Se deja enfriar el conjunto formado por el molde, la muestra y el cilindro metálico, durante 1 h como mínimo, hasta alcanzar la temperatura ambiente.
- F.5. Se hace circular agua por el baño a una temperatura de $25 \pm 0,1^{\circ}\text{C}$ durante al menos 90 min, con el fin de equilibrar la temperatura del agua y de la muestra de prueba. El nivel del líquido en el baño estará por encima del recipiente con la muestra.
- F.6. Se introduce el pasador en el espacio que para tal efecto tiene el cilindro metálico y con su ayuda se hace girar dicho cilindro 180° en el sentido de las manecillas del reloj, es decir, se lleva la barra indicadora de 180° a 0° , en un tiempo comprendido entre 3 y 5 s. Hecho esto, se retira inmediatamente el pasador para que no interfiera con el desarrollo posterior de la prueba.

F.7. Transcurridos 30 min + 15 s, se registra la lectura indicada por la barra sobre la semicorona graduada, como el valor del ángulo recuperado (L).

G. CÁLCULOS Y RESULTADOS

Se reporta como resultado de la prueba, el porcentaje de recuperación con respecto al ángulo inicial de 180°, utilizando la siguiente expresión:

$$Re = \frac{L}{180} \times 100$$

Donde:

Re = Recuperación elástica por torsión, (%)

L = Ángulo recuperado, n

H. PRECAUCIONES PARA EVITAR ERRORES

Para evitar errores durante la ejecución de la prueba, se observan las siguientes precauciones:

- H.1. Realizar la prueba en un lugar cerrado, con ventilación indirecta, limpio y libre de corrientes de aire, de cambios de temperatura y de partículas que provoquen la contaminación de las muestras de prueba.
- H.2. Realizar la prueba bajo las condiciones de temperatura y tiempo señalados.
- H.3. Evitar que exista aire atrapado en la muestra de prueba.
- H.4. Confirmar que el equipo esté perfectamente limpio en el momento de la prueba, especialmente el cilindro metálico.

I. BIBLIOGRAFÍA

- Centro de Estudios de Carreteras del CEDEX, Norma NLT-329/91, *Recuperación Elástica por Torsión de Betunes Asfálticos Modificados*, España, (1991).
- Ministère des Travaux Publics, Circulaire N° A-169-86/04001, Bélgica, (1986).

LIBRO:

MMP. MÉTODOS DE MUESTREO y PRUEBA DE MATERIALES

PARTE: TÍTULO: CAPÍTULO:

4. *MATERIALES PARA PAVIMENTOS* 05. Materiales Asfálticos Aditivos y Mezclas
025. *Módulo Reológico de Corte Dinámico*

A. CONTENIDO

Este Manual describe el procedimiento de prueba para la determinación del módulo reológico de corte dinámico y el ángulo fase de los asfaltos modificados, a que se refiere la Norma N.CMT-4.05.002, *Calidad de Materiales Asfálticos Modificados*, en el residuo de la prueba de la película delgada o para determinar las propiedades reológicas de muestras tomadas conforme al Manual M.MMp.4.05.001, *Muestreo de Materiales Asfálticos*.

B. OBJETIVO DE LA PRUEBA

Esta prueba permite determinar al módulo reológico de corte dinámico y el ángulo fase, como propiedades viscoelásticas lineales de cemento asfáltico, sometiendo una muestra a esfuerzos de torsión utilizando un reómetro dinámico de corte. Es aplicable a cementos asfálticos con módulos complejos en el rango de 0,1 a 1 000 Kpa, los que se obtienen en forma típica entre 5 y 85°C.

C. REFERENCIAS

Son referencias de este Manual, la norma PP6 (norma provisional), *Grading or Verifying the Performance Grade of an Asphalt Binder* (Gradüación o Verificación del Grado de Comportamiento del Ligante Asfáltico) publicada por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), y la norma Deutsche Industrie Norm (DIN) N°43760, *Standard for Calibration of Thermocouples* (Norma para la Calibración de Termocoples)

Además, este Manual se complementa con las siguientes:

NORMAS Y MANUALES	DESIGNACIÓN
Calidad de Materiales Asfálticos Modificados	N.CMT.4.05.002
Muestreo de Materiales Asfálticos	M.MMp.4.05.001
Pruebas en el Residuo de la Película Delgada de Cementos Asfálticos	M.MMp.4.05.010

D. EQUIPO

El equipo para la ejecución de la prueba estará en condiciones de operación, calibrado, limpio y completo en todas sus partes.

D.1. SISTEMA DE PRUEBA DEL REÓMETRO DE CORTE DINÁMICO (DSR)

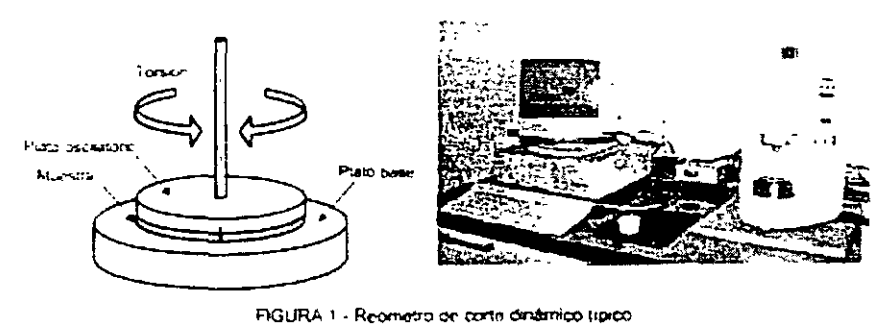
Como el mostrado en la Figura 1 de este Manual, que cuente con:

D.1.1. Plato base

Metálico, con superficies pulidas, con las dimensiones adecuadas según el plato oscilatorio que emplee. En algunos reómetros este plato puede ser plano.

D.1.2. Platos oscilatorios

Metálicos, con superficies pulidas, con diámetros de 8 \pm 0,05 mm o 25 \pm 0,05 mm. El plato de 8 mm es recomendable cuando se realiza la prueba a una temperatura aproximada de 40°C y el de 25 mm para temperaturas superiores. Es conveniente que tengan una pestaña o anillo en su perímetro, con una altura de 2 a 5 mm, esto para facilitar el recorte de la muestra y mejorar la repetibilidad de la prueba.



D.1.3. Cámara ambiental

Capaz de controlar la temperatura de la muestra con aproximación de $\pm 0,1^{\circ}\text{C}$, mediante gas o líquido, tal como el nitrógeno o el agua, que no afecten las propiedades de la muestra. Si se utiliza agua, se contará con un secador para prevenir la condensación de la humedad en los platos y los demás aditamentos, además de evitar la formación de hielo si se está trabajando a temperaturas bajo cero. Tendrá las dimensiones adecuadas para contener los platos a que se refieren los Incisos 0.1.1. y 0.1.2. de este Manual y minimizar los gradientes térmicos. Que cuente con:

D.1.3.1. Controlador de temperatura

Capaz de mantener la temperatura de la muestra con aproximación de $\pm 0,1^{\circ}\text{C}$, para rangos de prueba de 5 a 85°C .

D.1.3.2. Detector de temperatura

Detector de resistencia térmica (RTD), de platino (clase A) o equivalente, que cumpla con la norma DIN 43760, con rango de 5 a 85°C y aproximación de $\pm 0,1^{\circ}\text{C}$. El detector estará montado dentro de la cámara ambiental en contacto con el plato, para controlar en forma continua la temperatura en la cámara durante el montaje de la muestra, su acondicionamiento y la prueba. El RTD se calibrará como una unidad integral con su respectivo medidor o circuito electrónico.

D.1.3.3. Detector térmico de referencia

Puede ser un termistor o un detector de resistencia térmica (RTD) montados en un sello de silicón, o bien un termocople.

D.1.4. Dispositivo de carga

Capaz de proporcionar una carga sinusoidal de esfuerzo o deformación controlados, con una frecuencia de $10 \pm 0,1 \text{ rad/s}$; si se utilizan frecuencias distintas, éstas tendrán una precisión de $\pm 1\%$. Cuando la carga sea de deformación controlada, el dispositivo será capaz de aplicar una torsión cíclica suficiente para causar una deformación rotacional angular con una precisión de $\pm 100 \mu\text{rad}$ de la deformación especificada; cuando la carga sea de esfuerzo controlado, la fuerza de torsión cíclica aplicada tendrá una precisión de $\pm 10 \text{ mN}\cdot\text{m}$ de la torsión especificada. El rendimiento total del sistema a una torsión de $100 \text{ N}\cdot\text{m}$ será menor de $2 \text{ mrad/N}\cdot\text{m}$.

D.1.5. Sistema de control y registro de datos

Que cuente con los dispositivos necesarios para registrar la temperatura, la frecuencia, el ángulo de giro y la fuerza o deformación por torsión. Dichos dispositivos cumplirán con las precisiones indicadas en la Tabla 1 de este Manual. Adicionalmente, el sistema será capaz de calcular y registrar el esfuerzo y la deformación cortantes, el módulo complejo (G^*) en un rango de 0,1 a 1 000 kPa con aproximación de 0,5% y el ángulo fase (ϕ) en un rango de 0 a 90° con aproximación de 0,1°.

TABLA 1.- Precisión del sistema de control y registro de datos

Parámetro	Aproximación
Temperatura	:1:0,1°C
Frecuencia	:1:1%
Angulo <,Je giro	:1:100 wad
Torsión	:1:10 mN'm

D.2. MOLDE PARA FORMAR LA MUESTRA

De silicón, que tenga un diámetro aproximado al 11% del plato superior y una profundidad aproximada igual a 1,5 veces el espesor que se fije para la muestra, que puede ser 1 mm o 2mm.

D.3. DISPOSITIVO PARA AJUSTAR (RECORTAR) LAS MUESTRAS

Con una punta afilada, de 4 mm de ancho como mínimo.

D.4. DETECTOR CALIBRADO DE TEMPERATURA

Para medir la temperatura de la muestra. Puede ser un termocople calibrado, un termistor o un detector de resistencia térmica (RTD) con espesor o diámetro de 2 mm o menor. Los termistores y termocoples no son confiables para precisiones mayores de :1:0,1 °C a menos que se calibren de acuerdo con el estándar del *National Institute of Standards and Technology* (NIST), utilizando sus propios medidores o circuitos electrónicos. Los RTD de platino no son adecuados, ya que son demasiado largos para ajustarse en el espacio entre los platos en el reómetro de corte dinámico (DSR).

E. CALIBRACIÓN DEL EQUIPO

La calibración del equipo se realizará por lo menos cada 6 meses, considerando lo siguiente:

E.1. TEMPERATURA

Debido a la existencia de gradientes térmicos dentro del reómetro y la dificultad para calibrar el RTD mientras ésta montado en el reómetro, es necesario hacer una medición directa de la temperatura entre los platos utilizando un espécimen y un detector térmico de referencia. Para verificar las mediciones de temperatura se procede como sigue:

- E.1.1. Se prepara un espécimen de cemento asfáltico o de silicón siguiendo el procedimiento descrito en la Cláusula G. de este Manual; dicho espécimen se utilizará únicamente para verificar las mediciones de temperatura, ya que las medidas de corte dinámico no son válidas cuando el detector de referencia se inserta dentro de la muestra.
- E.1.2. Se coloca el espécimen entre los platos y se registra su temperatura con el detector térmico de referencia, que puede ser un termistor, un detector de resistencia térmica (RTD) o un termocople.
- E.1.3. Se ajusta la temperatura en la cámara ambiental a la mínima que se utilizará para la prueba y se espera hasta que llegue al equilibrio; hecho esto, se toma la lectura inicial del RTD del reómetro y la temperatura del espécimen medida con el detector térmico de referencia. Se aumenta la temperatura en incrementos no mayores de 6°C . y se repiten las mediciones hasta cubrir el rango de temperaturas de prueba.
- E.1.4. Utilizando las mediciones resultantes, se obtiene la diferencia entre las temperaturas obtenidas con el RTD del reómetro y el detector térmico de referencia insertado en el espécimen. Es de esperar que la diferencia entre las mediciones no sea constante y varíe con la temperatura de prueba.
- E.1.5. Si las mediciones a que se refiere el Inciso anterior varían en más de $\pm 0,1^{\circ}\text{C}$, se ajustará el RTD del reómetro de tal forma que la lectura de la temperatura de prueba coincida con la que se obtiene con el detector térmico de referencia en el espécimen colocado entre los dos platos.
- E.1.6. El RTD del reómetro puede ser calibrado por el proveedor del equipo. Se puede verificar la calibración comparando la lectura del RTD con la de un termómetro de mercurio de inmersión parcial con un rango apropiado que esté debidamente calibrado, uniéndolos mediante una banda de hule y sumergiéndolos en un baño de agua en movimiento puesto a temperatura constante con una variación no mayor de $\pm 0,5^{\circ}\text{C}$.

E.2. DISPOSITIVO DE CARGA

El dispositivo de carga, se calibrará de acuerdo con las instrucciones del fabricante del equipo.

E.3. VERIFICACIÓN DE TODO EL SISTEMA DE PRUEBA

Para verificar la calibración de todo el sistema, se pueden utilizar fluidos con características viscoelásticas similares a los cementos asfálticos. Se pueden utilizar fluidos con módulo complejo y ángulo fase conocidos dentro del rango de mediciones de la prueba; sin embargo, ya que los fluidos de referencia no tienen la misma sensibilidad a la temperatura que los cementos asfálticos, se debe tener mucho cuidado en la interpretación de los resultados obtenidos de dichos fluidos. No es recomendable tratar de verificar individualmente los detectores de carga o giro mediante un fluido de referencia.

F. PREPARACIÓN DEL EQUIPO

Se prepara el sistema de prueba de acuerdo con las recomendaciones del fabricante del equipo, considerando lo siguiente:

- F.1. Se limpian y secan cuidadosamente las superficies de los platos metálicos, para garantizar una adherencia uniforme y firme de la muestra durante su montaje. Se montan firmemente los platos en su sitio y se selecciona la temperatura de prueba de acuerdo con el tipo del cemento asfáltico por probar, según en la Norma N.CMT.4.05.002, *Calidad de Materiales Asfálticos Modificados*, a menos que se desee utilizar otra considerando las recomendaciones indicadas en la norma (provisional) AASHTO PP6. Se calienta el reómetro hasta que se estabilice su temperatura a la de prueba $\pm 0,1$ °C.
- F.2. Una vez que los platos están a la temperatura de prueba o, si ésta se va a realizar en un rango de temperaturas, dichos platos están a la temperatura correspondiente a la mitad del rango, se cierra el espacio entre los platos hasta llegar al "nivel cero" girando manualmente el plato móvil hasta que toque al plato fijo, es decir, cuando el plato móvil deje de girar completamente; hecho lo anterior se ajusta la lectura del micrómetro en ceros o, si esto no es posible, se toma la lectura inicial del micrómetro. En el caso que se utilice un reómetro con un dispositivo de fuerza normal, se cierra el espacio entre los platos hasta que se toquen y se fija entonces el "nivel cero" cuando la fuerza normal es aproximadamente nula. El soporte, los detectores y demás accesorios en el reómetro, pueden sufrir cambios volumétricos por temperatura, lo que puede ocasionar que se modifique el "nivel cero" previamente fijado; sin embargo, no es necesario hacer ajustes siempre y cuando las mediciones se hagan en un rango de ± 12 °C respecto a la temperatura a la que fue fijado dicho nivel.

- F.3. Una vez fijado el "nivel cero", se separan los platos hasta que se tenga una distancia de $1 \pm 0,05$ mm en el caso de especímenes de 25 mm de diámetro, o una distancia de $2 \pm 0,05$ mm para especímenes de 8 mm de diámetro.

G. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

La preparación de la muestra de cemento asfáltico modificado, ya sea producto del residuo de la prueba de película delgada, ejecutada como se indica en el Manual M.MMP.4.05.010, *Pruebas en el Residuo de la Película Delgada de Cementos Asfálticos*, o de una muestra obtenida según se establece en el Manual M.MMP.4.0S.001, *Muestreo de Materiales Asfálticos*, se hace de la siguiente manera:

- G.1. De la muestra se torna una porción ligeramente mayor al volumen necesario para llenar el molde de silicón (aproximadamente 10 g) Y se le aplica el calor indispensable para fluidificarla, agitándola continuamente para homogeneizar su temperatura y evitar sobrecalentamientos locales, cuidando que la temperatura alcanzada no sea mayor de 163°C y que no se formen burbujas de aire. Es recomendable minimizar el tiempo y la temperatura de calentamiento para evitar el endurecimiento de la muestra.
- G.2. Si los platos no se encuentran montados en su sitio, se limpian y secan cuidadosamente para garantizar una adherencia uniforme y firme de la muestra. Se introducen los platos en la cámara ambiental del reómetro previamente calentada a 45°C , aproximadamente, hasta que alcancen dicha temperatura; esto producirá el calor suficiente para que la muestra se adhiera adecuadamente a los platos en el momento de presionarla para su ajuste en ellos; en caso que los platos se encuentren colocados en su sitio y a la temperatura aquí indicada, se procederá directamente con lo señalado en la siguiente Fracción.
- G.3. Del reómetro previamente preparado como se indica en la Cláusula F. de este Manual, se retira el plato superior o inferior, según su caso. Sobre el plato inferior montado o fuera del reómetro, según el tipo de aparato, se vacía la muestra sobre su centro y en forma continua, cubriéndolo hasta 2 mm antes del perímetro del mismo. El vaciado se hace vertiendo la muestra desde aproximadamente 15 mm por encima del plato, pudiendo utilizar una jeringa o gotero. Se deja reposar el plato hasta que la muestra de prueba endurezca y se monta nuevamente el plato inferior o el superior en el reómetro.
- G.4. Si como alternativa a lo señalado en la Fracción anterior, se prefiere utilizar el molde de silicón, se vacía en él la muestra para formar una pastilla con un espesor aproximado de 1,5 veces la distancia seleccionada entre los platos para la prueba, que puede ser de 1 mm si se utiliza un plato oscilatorio de 25 mm de diámetro, o de 2 mm si dicho plato es de 8 mm de diámetro. Se deja enfriar la muestra a temperatura ambiente, se retira el plato superior o el inferior de la cámara ambiental, según sea el caso, se desmolda la muestra y se centra en dicho plato para montarlo nuevamente en el reómetro inmediatamente. En el

caso de asfaltos suaves, para acelerar el enfriamiento de la muestra se puede introducir el molde en una cámara refrigerante el tiempo mínimo indispensable para facilitar el desmolde, que normalmente es menor de 5 min.

- G.5. Una vez que la muestra se ha colocado en un plato como se indica en las Fracciones G.3. o G.4. de este Manual, se acercan entre sí los platos montados en el reómetro para presionar la muestra entre ellos, hasta que la distancia entre los platos sea 0.05 mm mayor que la distancia especificada para la prueba, que puede ser de 1 mm o 2 mm, como se indica en la Fracción anterior.
- G.6. Se recorta cuidadosamente el exceso de la muestra que sobresale del perímetro del plato superior, utilizando una herramienta con filo y previamente calentada.
- G.7. Una vez que se ha terminado de recortar la muestra, se reduce el espacio entre los platos los 0,05 mm, para alcanzar la distancia seleccionada para la prueba; esto causará un pequeño abultamiento de la muestra en su periferia.

H. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE PRUEBA

- H.1. Cuando se opera en el modo de deformación controlada, la prueba se hace considerando lo siguiente:
 - H.1.1. Cuando la prueba se ejecuta para verificar los requisitos de calidad establecidos en la Norma N.CMT.4.05.002, Calidad de Materiales Asfálticos Modificados, la deformación angular unitaria inducida será de $10 \pm 2\%$. De preferencia se utilizará un reómetro que controle la deformación en forma automática, sin la necesidad de intervención del operador.
 - H.1.2. Si la prueba se realizaron un fin distinto al indicado en el Inciso anterior, la deformación se determina de acuerdo con el valor del módulo complejo esperado y se controla dentro del rango correspondiente al 20% del valor obtenido mediante la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{12}{(G^*)^{0.29}}$$

Donde:

γ = Deformación al cortante, (%)

G^* = Módulo complejo esperado, (kpa)

- H.2. Cuando se opera en el modo de esfuerzo controlado, la prueba se hace considerando lo siguiente:
 - H.2.1. Cuando la prueba se ejecuta para verificar los requisitos de calidad

establecidos en la Norma N.CMT.4.05.002, Calidad de Materiales Asfálticos Modificados, el esfuerzo cortante aplicado será de $0,22 \pm 0,04$ kPa. De preferencia se utilizará un reómetro que controle el nivel de esfuerzos en forma automática, sin la necesidad de intervención del operador.

H.2.2. Si la prueba se realiza con un fin distinto al indicado en el Inciso interior, el nivel de esfuerzos cortantes por aplicar se determina de acuerdo con el valor del módulo complejo esperado y se controla dentro del rango correspondiente al 20% del valor calculado mediante la siguiente expresión:

$$\tau = 0,12(G^*)^{0,71}$$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante, (kPa)

G^* = Módulo complejo esperado, (kPa)

I. PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

- I.1. Una vez que el equipo y la muestra han sido preparados como se indica en las Cláusulas F. y G. de este Manual, respectivamente, se calienta la muestra utilizando la cámara ambiental, hasta alcanzar la temperatura de prueba indicada en la Tabla 1 de la Norma N.CMT.4.05.002, Calidad de Materiales Asfálticos Modificados, $\pm 0,1$ °C. Se fija el controlador de temperatura al nivel de prueba deseado, incluyendo, en su caso, los ajustes a que se refiere la Fracción E.1. de este Manual. La prueba se iniciará cuando se haya mantenido la temperatura de prueba en un rango de $\pm 0,1$ °C por al menos 10 mino
- I.2. Una vez alcanzada la temperatura de prueba como se indica en la Fracción anterior, se aplican a la muestra 10 ciclos de una deformación o esfuerzo cíclico de valor predeterminado, a una frecuencia de 10 rad/s. Hecho lo anterior, se aplican otros 10 ciclos en las mismas condiciones y se registran las lecturas correspondientes. Es importante que se inicie la segunda fase de la prueba lo más pronto posible después de terminada la primera. Cuando se efectúen pruebas a diferentes temperaturas con la misma muestra, éstas se harán de tal forma que el tiempo entre prueba y prueba sea mínimo, con objeto de evitar el endurecimiento de la muestra por efecto de las asociaciones moleculares, lo que puede provocar el incremento del valor del módulo complejo; el tiempo total de prueba no será mayor de 4 h.
- I.3. Con las lecturas registradas automáticamente, mediante el sistema de control y registro de datos del reómetro, al procesarlas el aparato obtiene el módulo complejo (G^*) Y el ángulo fase (δ). Se pueden efectuar varias mediciones con la misma muestra para verificar que haya sido preparada adecuadamente, pero

teniendo cuidado que no se desprege la muestra de los platos o se fracture, ya que esto provocaría que disminuya el valor del módulo complejo. Algunos cementos asfálticos muestran una disminución del módulo complejo al practicárseles pruebas múltiples. Es importante que si se efectúan las pruebas utilizando más de una frecuencia, se inicie con la más baja hasta llegar a la más alta.

J. CÁLCULOS Y RESULTADOS

J.1. Se calcula el módulo reológico de corte dinámico, dividiendo el módulo complejo entre el seno del ángulo fase ($G^*/\sin \delta$), obtenidos de las lecturas proporcionadas por el sistema de control y registro de datos del reómetro.

J.2. Se reporta como resultado de esta prueba, el valor del módulo reológico de corte dinámico en kPa y el ángulo fase (δ) en grados ($^\circ$), ambos con aproximación de un décimo.

J.3. Tanto para cementos asfálticos sin modificar como modificados, el módulo complejo (G^*) y el ángulo fase (δ), decrecen con el aumento del esfuerzo cortante. Se puede obtener una gráfica como la que se muestra en la Figura 2 de este Manual, incrementando gradualmente el valor del esfuerzo o la amplitud de la deformación. Aunque no es necesario elaborar gráficas como esta durante la prueba, son de utilidad para obtener los límites de la región en que el cemento asfáltico muestra un comportamiento viscoelástico lineal, que se observa en los valores pequeños de deformación, donde el módulo complejo es relativamente independiente de la deformación por cortante, es decir, que el valor del módulo complejo varía entre el 95 y el 100% del valor correspondiente a una deformación "cero". La extensión de esta región de comportamiento lineal varía con la magnitud del módulo complejo.

J.4. El esfuerzo por cortante varía desde cero en el centro de los platos, hasta un valor máximo en su perímetro y es calculado a partir del esfuerzo de torsión, aplicado o medido, o de la deformación, aplicada o medida y de la geometría del espécimen de prueba.

J.5. Además del resultado de la prueba, en el reporte se incluye:

J.5.1. El módulo complejo obtenido de las lecturas proporcionadas por el sistema de control y registro de datos del reómetro, en kPa, con

aproximación de un milésimo.

J.5.2. El diámetro de los platos utilizados en mm con aproximación de un décimo y la separación entre platos con aproximación de un $1 \mu\text{m}$.

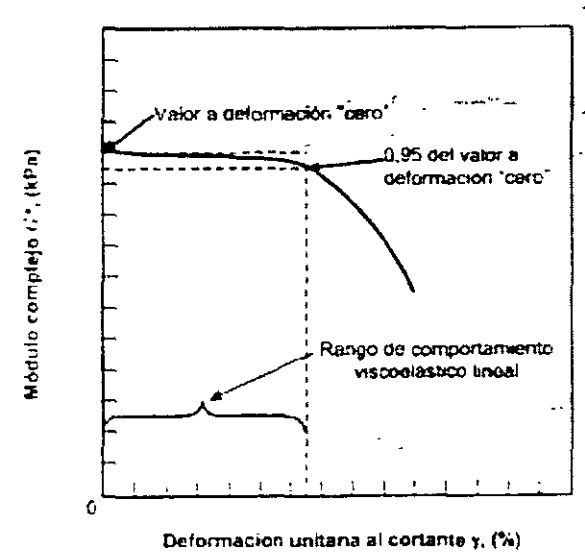


FIGURA 2.- Ejemplo de una gráfica para definir los límites del comportamiento viscoelástico lineal de un cemento-asfáltico.

- J.5.3.** La temperatura de prueba en $^{\circ}\text{C}$ con aproximación de un décimo.
- J.5.4.** La frecuencia de prueba en rad/s, con aproximación de un décimo.
- J.5.5.** La amplitud de la deformación Unitaria en %, con aproximación de un centésimo, o el esfuerzo de torsión en $\text{mN}'\text{m}$ con aproximación a la unidad.
- J.5.6.** La descripción completa del material probado incluyendo su código de identificación, tipo de recipiente de almacenaje y origen, entre otros.
- J.5.7.** La descripción general del equipo utilizado, especificando si es un reómetro de esfuerzo constante o de deformación constante e incluyendo modelo, tipo de cámara ambiental y demás información relevante para la descripción del aparato.
- J.5.8.** Los valores de deformación o de esfuerzo que se hayan utilizado, para determinar que la prueba se ha desarrollado dentro de la región lineal a que se refiere la Fracción J.3. de este Manual.
- J.5.9.** En caso que se observe que la prueba se ha realizado en el rango de comportamiento viscoelástico no lineal, se reportará el módulo complejo correspondiente a la deformación o al esfuerzo utilizados, indicando en el

reporte que las condiciones de prueba estuvieron fuera de la región lineal.

K. PRECAUCIONES PARA EVITAR ERRORES

Para evitar errores durante la ejecución de la prueba, se observan las siguientes precauciones:

- K.1. Realizar la prueba en un lugar cerrado, con ventilación indirecta, limpio y libre de corrientes de aire, de cambios de temperatura y de partículas que provoquen la contaminación de las muestras de prueba.
- K.2. Verificar que el equipo esté calibrado de acuerdo con las instrucciones del fabricante y considerando lo indicado en la Cláusula E. de este Manual.
- K.3. Que todo el equipo esté perfectamente limpio, para que al hacer la prueba la muestra no se mezcle con agentes extraños y se altere el resultado.
- K.4. Verificar que siempre se fluidifique totalmente la muestra antes de montarla entre los platos, ya que la estructura que se desarrolla durante su almacenaje puede provocar que se sobrestime su módulo complejo hasta en un 50%.
- K.5. Cuidar que el recorte de la muestra al montarla entre los platos se haga con la mayor exactitud posible, ya que una pequeña variación en el diámetro de la muestra puede alterar significativamente el resultado de la prueba.
- K.5. Cuidar que cuando se vayan a realizar pruebas a distintas temperaturas con la misma muestra, el tiempo total de prueba no sea mayor de 4 h, para que los valores obtenidos sean confiables.
- K.7. Cuidar que cuando se vayan a realizar mediciones múltiples a la misma muestra, no se despegue dicha muestra de los platos o se fracture, para que los valores obtenidos sean confiables.

L. BIBLIOGRAFÍA

- American Association for Testing and Materials (ASTM), Norma ASTM E 220, *Method for Calibration of Thermocouples by Comparison Techniques* (Método para la Calibración de Termocoples Mediante Técnicas de Comparación), EUA.

M. CONCORDANCIA CON OTRAS NORMAS

NORMA	DESIGNACIÓN
Standard Test method for determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR). Provisional Standard	AASHTO.TP5-93

LIBRO:	MMP. MÉTODOS DE MUESTREO y PRUEBA DE MATERIALES
PARTE:	4. MATERIALES PARA PAVIMENTOS
TÍTULO:	05. Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas
CAPÍTULO:	026. Recuperación Elástica en Ductilómetro

A. CONTENIDO

Este Manual describe el procedimiento de prueba para determinar la recuperación elástica en ductilómetro de los materiales asfálticos modificados, a que se refiere la Norma N°CMT'4'OS'002, *Calidad de Materiales Asfálticos Modificados*.

B. OBJETIVO DE LA PRUEBA

Esta prueba permite determinar la recuperación elástica del residuo de la prueba de película delgada y de los residuos asfálticos obtenidos por destilación de emulsiones. La prueba consiste en mantener una muestra de prueba estirada en un ductilómetro durante un tiempo determinado, después del cual se corta por la mitad, se deja reposar y finalmente se observa cuánto se recupera la deformación.

C. REFERENCIAS

Este Manual se complementa con la Norma N°CMT-4-OS-002, *Calidad de Materiales Asfálticos Modificados*, así como con los Manuales M.MMP'4'OS-010, *Pruebas en el Residuo de la Película Delgada de Cementos Asfálticos* y M-MMP-4-OS'012, *Destilación de Emulsiones Asfálticas*.

D. EQUIPO Y MATERIALES

El equipo para la ejecución de la prueba estará en condiciones de operación, calibrado, limpio y completo en todas sus partes. Todos los materiales por emplear serán de alta calidad, considerando siempre la fecha de su caducidad.

D.1. DUCTILÓMETRO

Como el mostrado en la Figura 1 de este Manual, constituido fundamentalmente por un dispositivo para estirar la muestra de material asfáltico a una velocidad uniforme y sin vibraciones perjudiciales, de tal manera que durante la prueba la muestra permanezca sumergida en el agua de un tanque de material resistente a la corrosión, ubicada a no menos de 2,5 cm tanto del nivel del agua como del fondo del tanque.

D.2. MOLDE PARA ELABORAR LA BRIQUETA

De latón, compuesto por dos mordazas y dos elementos laterales, con la forma y dimensiones mostradas en la Figura 2 de este Manual.

D.3. PLACA DE APOYO

Plana, lisa y rígida, de latón o bronce, con superficie de 15 x 5 cm como mínimo y espesor de 2 mm aproximadamente

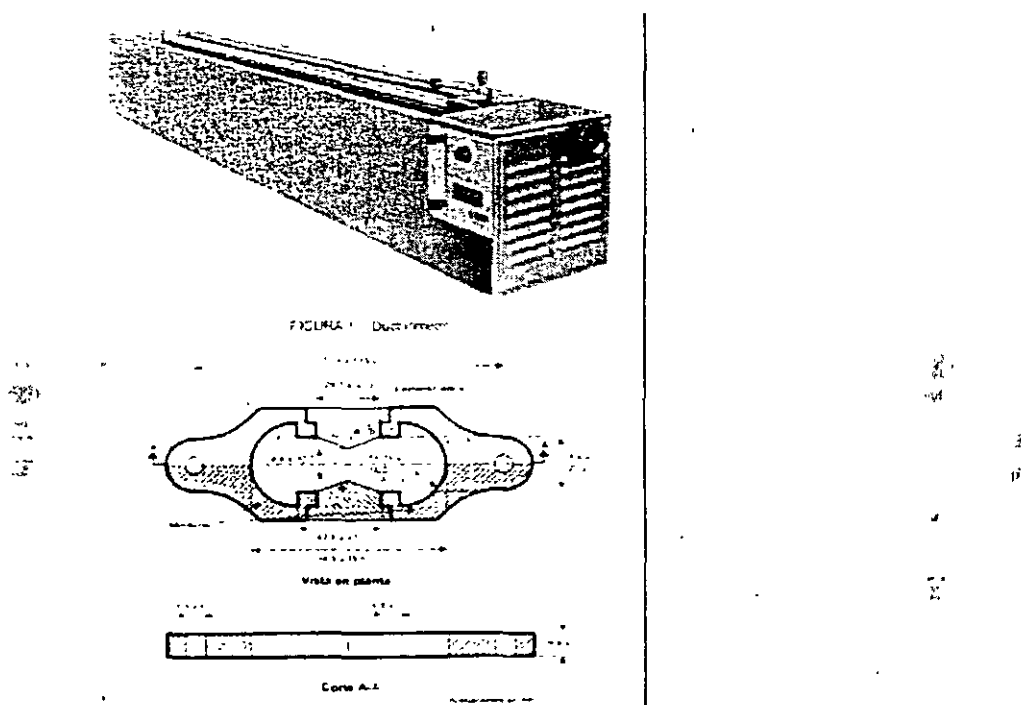


FIGURA 2.- Molde para elaborar la briqueta

D.4. BAÑO DE AGUA

Que permita mantener la temperatura a $25 \pm 0,5^{\circ}\text{C}$, con una capacidad mínima de 10 l. Estará provisto de un entrepaño con perforaciones para colocar la muestra sumergida, ubicado a no menos de 5 cm del fondo del baño y 10 cm de la superficie libre del líquido.

D.5. TERMÓMETRO

Con rango de -8 a 32°C y aproximación de $0,1^{\circ}\text{C}$.

D.6. MALLA N°50

De 300 μ m de abertura.

D.7. ESPÁTULA DE NIQUEL

De borde recto y 20 cm de longitud.

D.8. CLORURO DE 50010

De uso comercial.

D.9. ANTIADHERENTE

Aceite o grasa de silicón; una mezcla de glicerina y dextrina; talco o caolín, para recubrir la placa de apoyo y los elementos laterales, con lo que se evita su adherencia con el asfalto.

D.10. PAÑO

Para aplicar el antiadherente en la placa de apoyo y en los elementos laterales.

E. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

Previamente a la preparación de la muestra, se aplica con el paño el antiadherente seleccionado en los dos elementos laterales del molde de la briqueta y en la superficie de la placa de apoyo, para evitar que se les adhiera el material asfáltico. Hecho lo anterior se coloca el molde sobre la placa de apoyo y se ajusta dejándolo en posición horizontal.

La muestra de prueba, según se trate del residuo de la prueba de película delgada de cementos asfálticos modificados o del residuo asfáltico obtenido por destilación de una emulsión modificada, se prepara como se indica a continuación:

E.1. MUESTRA DEL RESIDUO DE LA PRUEBA DE PELICULA DELGADA DE CEMENTOS ASFÁLTICOS MODIFICADOS

Del residuo de la prueba de película delgada, obtenido como se establece en el Manual M.MMPA.05.010, *Pruebas en el Residuo de la Película Delgada de Cementos Asfálticos*, se toma un volumen ligeramente mayor al necesario para llenar el molde de la briqueta y se calienta en un recipiente apropiado, agitándolo en forma continua con el objeto de distribuir la temperatura uniformemente, hasta que adquiera la fluidez suficiente para facilitar su vaciado en el molde, cuidando que durante su calentamiento la temperatura no exceda de 130°C y que la operación se realice en un lapso menor de 30 min. Hecho esto, inmediatamente se llena el molde previamente preparado como se indica en la Cláusula E. de este Manual, para hacer la briqueta, pasando la muestra de prueba por la malla N°50, agitándola perfectamente y vertiéndola cuidadosamente, mediante un chorro delgado que se mueve a lo largo del

molde, hasta rebasar ligeramente el nivel de enrase, evitando la formación de burbujas de aire. Finalmente se cubre la briqueta adecuadamente para protegerla del polvo y se deja enfriar durante 30 a 40 min hasta que alcance la temperatura ambiente.

E.2. MUESTRA DEL RESIDUO POR DESTILACIÓN DE UNA EMULSIÓN ASFÁLTICA MODIFICADA

Inmediatamente después de obtener el residuo por destilación de la emulsión asfáltica mediante el procedimiento de prueba indicado en el Manual M.MMP.4.05.012, Destilación de Emulsiones Asfálticas, se destapa el alambique utilizado en esa prueba, se homogeneiza su contenido con la espátula y se elabora una briqueta llenando el molde previamente preparado como se indica en la Cláusula E. de este Manual, haciendo pasar la muestra de prueba por la malla N° 50, agitándola perfectamente y vertiéndola cuidadosamente mediante un chorro delgado que se mueve a lo largo del molde, hasta rebasar ligeramente el nivel de enrase, evitando la formación de burbujas de aire. Finalmente se cubre adecuadamente la briqueta para protegerla del polvo y se deja enfriar durante 30 a 40 min hasta que alcance la temperatura ambiente.

F. PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

- F.1. Una vez enfriado el molde que contiene la briqueta, se coloca dentro del baño de agua, a una temperatura de $25 \pm 0,5^{\circ}\text{C}$, durante 30 min; se saca del baño y se enrasa la briqueta cortando el exceso de material con una espátula de borde recto previamente calentada para facilitar el corte. Se vuelve a introducir en el baño a la misma temperatura durante 90 ± 5 min.
- F.2. A continuación se quitan los elementos laterales del molde y se retira la briqueta de la placa. De inmediato se instala con sus mordazas en el ductilómetro previamente preparado con agua a $25 \pm 0,5^{\circ}\text{C}$, sujetando los extremos de éstas en los postes o ganchos del aparato, debiendo quedar sumergida con su cara superior a no menos de 2,5 cm de la superficie. Durante la prueba se mantendrá el agua a la temperatura indicada.
- F.3. Se pone en marcha el mecanismo de prueba a una velocidad de 5 cm/min, con una variación de $\pm 5\%$, hasta que la briqueta se haya deformado 20 cm, momento en el cual se detiene el mecanismo y se mantiene al espécimen en esta posición durante 5 min. Se procede enseguida a cortar por el centro al espécimen con unas tijeras, permitiéndole permanecer intacto en el ductilómetro por 1 h. Al final del periodo, se desliga el mecanismo del ductilómetro y se regresa la mitad del espécimen hasta que los extremos cortados se toquen; en este momento se lee el desplazamiento de la mordaza y se registra en cm.

G. CÁLCULOS Y RESULTADOS

Se reporta como recuperación elástica, el porcentaje de deformación recuperado respecto a la deformación total, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$R = \frac{20 - x}{20} \times 100$$

Donde:

R = Recuperación elástica en ductilómetro, (%)

x = Lectura del desplazamiento de la mordaza al unir los extremos cortados del espécimen, (cm)

H. PRECAUCIONES PARA EVITAR ERRORES

Para evitar errores durante la ejecución de la prueba, se observan las siguientes precauciones:

- H.1. Realizar la prueba bajo las condiciones de temperatura que se indican.
- H.2. Evitar que durante el llenado del molde de la briqueta se generen burbujas de aire en la superficie o en el interior de la muestra de prueba.
- H.3. Procurar que al estirar la briqueta ésta no toque el fondo del tanque del ductilómetro o la superficie del agua, de lo contrario, se repetirá la prueba agregándole cloruro de sodio al agua del tanque para aumentar su densidad o alcohol metílico para disminuirla y lograr que la briqueta al ser estirada se mantenga en posición sensiblemente horizontal.

CAPITULO 5

OPERACIONES DE COLOCACION

5.1 OBJETIVOS DEL INSPECTOR

Al concluir este capítulo del manual, el inspector deberá:

- Conocer todos los procedimientos necesarios para colocar una mezcla asfáltica en caliente.
- Estar familiarizado con los fundamentos del asfaltador y de la enrasadora.
- Conocer los fundamentos y las funciones del control automático de la enrasadora.
- Conocer como planear y controlar una operación de pavimentación de un ancho y un espesor definidos.
- Conocer como calzar y/o construir juntas transversales y longitudinales.
- Conocer las posibles deficiencias que puede haber en la colocación y en las características de la mezcla, y conocer como pueden ser corregidas.

5.2 INTRODUCCION

5.2.A Antecedentes

Los esfuerzos y las habilidades del inspector resultan ser mas evidentes en la colocación de la mezcla asfáltica en la calzada, que en cualquier otro aspecto de la construcción de pavimentos asfálticos. El conocimiento del inspector, y su control sobre la operación de pavimentación, pueden significar la diferencia entre un pavimento durable (de rodamiento suave) y uno áspero, poco firme y de deficiente transitabilidad.

El inspector tiene dos responsabilidades mayores durante la operación de pavimentación:

- Asegurar que las especificaciones del contrato sean cumplidas, y
- Darle al contratista la oportunidad de cumplir especificaciones de la manera mas económica posible.

Al cumplir con la primera responsabilidad, el inspector le esta garantizando al público un pavimento que va a tener buen rendimiento por un largo periodo de tiempo. El cumplimiento de la segunda responsabilidad garantiza la cooperación del contratista, la cual es esencial para la construcción de un pavimento de buena calidad.

Para satisfacer estas responsabilidades el inspector debe tener una relación cordial, y de cooperación, con el contratista. También debe conocer completamente las especificaciones de la obra. Además, debe estar familiarizado con el equipo necesario para efectuar las operaciones de pavimentación, y con el uso correcto de este equipo.

Debido a que la comunicación es indispensable para lograr operaciones exitosas de pavimentación, es importante concertar una reunión de construcción antes de comenzar el trabajo. Esta reunión permite que el ingeniero de obra, el jefe de pavimentación, el contratista, el inspector, y otros directamente involucrados con la operación, discutan asuntos como los siguientes:

- Quién esta autorizado para recibir ordenes del ingeniero y quién esta autorizado para entregar dichas ordenes al contratista.
- Revisiones del programa de pavimentación o de las especificaciones.
- Uso de equipos nuevos o uso de métodos nuevos de ensayo.
- Capacidad de producción de la planta y del asfaltador.
- Control de tránsito.
- Mantenimiento de registros.
- Requerimientos especiales de equipo o de personal.
- Construcción de un tramo de prueba.

La reunión de construcción es el lugar en donde las preguntas deben ser contestadas, los problemas deben ser resueltos, y los canales de comunicación y mando deben ser establecidos. Es el momento de establecer relaciones con todo el personal de la obra para que puedan evitarse, mas adelante, las confusiones y las fricciones.

5.2.B Responsabilidades del Inspector

El inspector de pavimentación deberá estar completamente familiarizado con las especificaciones de la obra y deberá observar que estas se cumplan durante la operación de pavimentación.

El inspector deberá asegurar que cada carga de mezcla sea satisfactoria, que los datos de la boleta del camión estén registrados con precisión, y que el asfaltador este siendo operado correctamente. Si aparecen deficiencias en la carpeta durante la colocación, el inspector deberá estar seguro de que estas se rectifiquen antes de que la mezcla se enfríe.

El inspector deberá prestar atención a los detalles como el espesor correcto de la capa, el perfil transversal apropiado, la construcción y el apareamiento correcto de las juntas, y la textura y uniformidad superficial.

El inspector deberá monitorear la temperatura de la mezcla en caliente para asegurar que la temperatura correcta se mantenga durante la operación de pavimentación.

El inspector deberá mantener un diario o registro como referencia futura, y deberá registrar cualquier cosa inusual o cualquier evento que pueda ser usado mas adelante.

El inspector deberá saber apreciar su responsabilidad. Cuando sea necesario, deberá ser prudente en el trato con el contratista y en sus solicitudes de acciones remediales.

El inspector deberá mantener registros precisos y detallados. Además de la información incluida en los boletos de carga, el inspector deberá registrar cualquier evento o cambio inusual en los métodos de construcción, en el equipo, o en la apariencia o manejo de la mezcla, junto con la estación (localización) de la vía donde se presentó el cambio.

El diario del inspector se usa para su conveniencia durante la construcción, pero también debe formar parte de los registros permanentes de la obra, una vez esta termine. La Figura 5.1 muestra una hoja típica del diario del inspector.

Además de la información citada anteriormente, el inspector deberá incluir los resúmenes de los reportes de los ensayos de densidad efectuados con muestras de pavimento, para cada tipo de mezcla usada. El inspector deberá anotar cualquier retraso ocurrido, y su causa, así como los nombres de todas aquellas personas que visiten la obra.

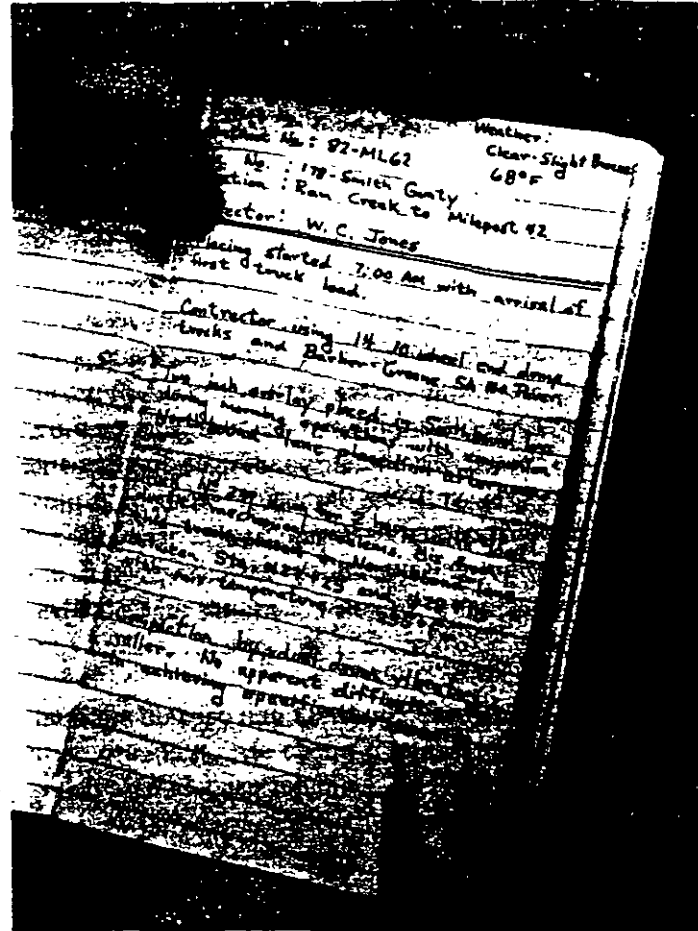


Figura 5.1 - Hoja Típica del Diario del Inspector.

5.3 PREPARACION PARA LA PAVIMENTACION

5.3.A. Preparación e Inspección Superficial

La mezcla asfáltica en caliente puede colocarse sobre una variedad de superficies, incluyendo:

- Subrasante (suelo).
- Capa granular de base (agregado).
- Pavimento asfáltico existente.
- Pavimento existente de concreto de cemento Portland.

Ciertos procedimientos de inspección y control son comunes en la preparación de todas estas superficies. Otros conciernen tan solo a uno o dos tipos de superficie. A continuación se describen, para cada tipo de superficie, los detalles de inspección y preparación que deben ser revisados y llevados a cabo.

5.3.A.1 Subrasante - La subrasante (suelo) debajo del pavimento es la fundación del pavimento. La subrasante debe cumplir con ciertas especificaciones, sin importar el tipo de pavimento que se vaya a colocar. Debe ser lo suficiente resistente para soportar el pavimento y el tránsito

esperado. También debe estar propiamente graduada para garantizar un buen drenaje y una superficie suave y debe tener un coronamiento correcto. Además, debe estar completa y uniformemente compactada a la densidad requerida.

Durante la inspección de la subrasante, el inspector deberá buscar áreas de suelo blando pues estas áreas son demasiado débiles para soportar correctamente el equipo de pavimentación. Dichas áreas deberán ser corregidas antes de la pavimentación. Además, se deberán hacer revisiones periódicas del perfil transversal y del perfil longitudinal de la subrasante. Si estos no están dentro de los límites de tolerancia, entonces se deberán corregir, ya sea removiendo material, o añadiendo y compactando material igual al que está en el lugar.

Si se va a colocar un pavimento FULL-DEPTH (termino patentado por el Instituto del Asfalto y definido en el glosario), se deben tomar ciertas precauciones. Un pavimento FULL-DEPTH es aquel en donde el asfalto es usado, como ligante del agregado, en todas las capas que están por encima de la subrasante. La mezcla en caliente es colocada directamente sobre la subrasante.

La superficie de la subrasante debe ser firme, dura y resistente, para que un pavimento FULL-DEPTH pueda ser colocado correctamente. Además, la superficie debe estar libre de partículas sueltas y de acumulaciones de polvo. Las partículas sueltas se podrán remover con escobas de mano cuando las áreas que ocupan son pequeñas. En áreas mas grandes, se recomienda usar barredoras mecánicas.

5.3.A.2 Capa de Base - Una capa de base puede ser una capa de material granular (agregado) colocada y compactada sobre la subrasante, o puede ser, en el caso de un pavimento FULL-DEPTH, una capa de concreto asfáltico. En cualquier caso, la base debe tener una resistencia uniforme, y debe estar dentro de los límites de tolerancia especificados para su rasante. Además, la superficie debe estar libre de desechos y de acumulaciones de polvo.

5.3.A.3 Pavimento Asfáltico - Una capa de concreto asfáltico colocada sobre un pavimento existente se denomina refuerzo de mezcla en caliente. Un refuerzo está diseñado para rehabilitar y reforzar un pavimento viejo, extendiendo a la vez su vida útil y corrigiendo irregularidades superficiales.

El pavimento existente debe prepararse correctamente para asegurar un buen refuerzo. Se deben reparar los baches y las secciones inestables. También se deben limpiar las pequeñas depresiones, y se deben rellenar adecuadamente con material. Las depresiones mas profundas deben excavar y reemplazarse con material nuevo. Si la capa de base debajo de un pavimento viejo, o la subrasante, se encuentra en mal estado, entonces se debe reparar. Las juntas desniveladas se deben emparejar, y las grietas se deben sellar.

Las partes altas en el pavimento se pueden reparar usando una alisadora en caliente. Esta maquina calienta el asfalto viejo y luego lo cepilla hasta un espesor previamente determinado. Las fresadoras en frio también hacen el mismo trabajo sin tener que calentar el asfalto viejo (Figura 5.2).

Cuando la superficie esta deformada, se requiere la construcción de capas nivelantes para establecer de nuevo la rasante y también una correcta sección transversal. Es importante que se efectúe una corrección previa de la superficie del pavimento en el caso que se vayan a colocar capas superficiales delgadas. Además, puede ser necesario efectuar alisamientos en áreas en donde se deba enrasar la superficie con una elevación existente, o en áreas donde se requiera un mantenimiento con un espacio libre mínimo (e.g. áreas debajo de puentes).

Las capas de enrase son remiendos de mezcla asfáltica usados para nivelar las huellas y depresiones de un pavimento viejo, antes de la operación de acabado. La colocación de cuñas de enrase hace parte de la operación de capas de enrase.

Las capas de enrase se deben colocar en dos capas si su espesor varia entre 75 y 150 mm (3 a 6 pulgadas). Las capas de mas de 150 mm (6 pulgadas) deberán colocarse en capas compactadas de no mas de 75 mm (3 pulgadas). Al colocar capas múltiples, la capa de menor longitud se deberá colocar primero. La(s) otra(s) capa(s) deberá(n) extenderse sobre la capa mas corta. La Figura 5.3 ilustra la manera correcta e incorrecta de hacer capas de enrase. Si se usa el método incorrecto (ver Figura 5.3) habrá una tendencia a crear desniveles en las juntas, debido a la dificultad de suarizar el perfil en el extremo inicial y final de una capa. Un desnivel en una junta puede reflejarse a través del pavimento, hasta llegar a su superficie.

Cuando las depresiones requieran de capas múltiples, deberán efectuarse suficientes nivelaciones para trazar correctamente los perfiles y las secciones transversales. Posteriormente, y a partir de estos diagramas, se deberán determinar las rasantes de las correcciones propuestas y los límites lineales de las diferentes capas, con el fin de que el inspector y el contratista puedan conocer las estaciones donde deben comenzar y terminar las pasadas del esparcidor o la motoniveladora (Figura 5.4). La Figura 5.5 ilustra la manera correcta de colocar capas de enrase para corregir una corona excesiva.



Figura 5.2 - Fresadora (Alisadora) de Asfalto Frío.

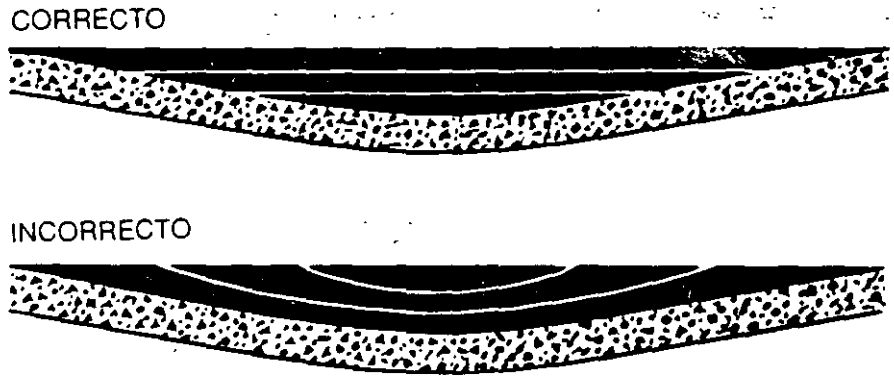


Figura 5.3 - Una Colocación Correcta de Capas de Enrase Garantiza un Pavimento Liso.

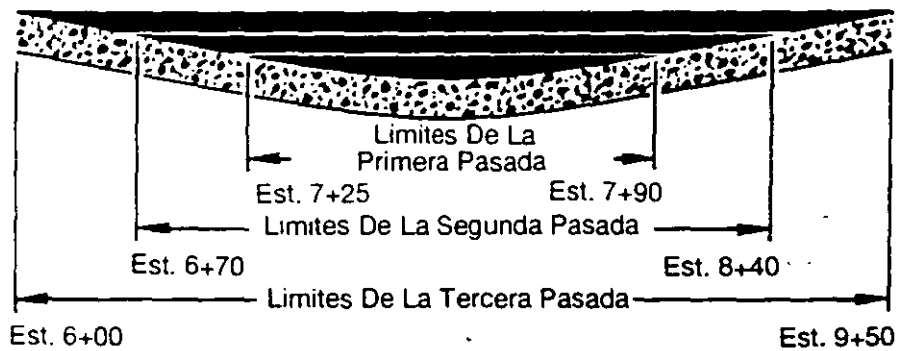


Figura 5.4 - Los Límites de las Capas Múltiples de Enrase Deberán Determinarse Usando Nivelación.



Figura 5.5 - Colocación Correcta de Capas o cuñas de Enrase para Arreglar una Corona Excesiva.

5.3.A.4 *Pavimento de Concreto de Cemento Portland (PCC)* - Las capas de refuerzo colocadas sobre pavimentos de concreto de cemento Portland requieren de una preparación especial. Primero, se deben identificar las juntas desiguales y las losas móviles (secciones de pavimento). Luego se deben estabilizar las losas usando un sellado inferior o el método de desintegración y asentamiento. Las especificaciones del contrato usualmente dictan el método a ser usado.

Sellamiento Inferior o Subsello o Inyección de Pavimentos

El subsello es un método usado para estabilizar losas móviles, y para llenar los vacíos que pueden existir debajo de estas. Generalmente, la operación de subsello consiste en lo siguiente:

- Perforar hoyos en las losas inestables o en aquellas que presenten depresiones.
- Rellenar los vacíos, debajo de las losas, con cemento asfáltico del tipo especificado para sellamientos inferiores. El asfalto es calentado y bombeado, bajo presión, debajo de la placa.
- Taponar los hoyos en las losas con tapones de madera hasta que el asfalto, que ha sido bombeado, se enfríe y se solidifique.
- Rellenar los hoyos con mezcla asfáltica.

Desintegración y Asentamiento

La desintegración y asentamiento de losas consiste exactamente en lo que su nombre indica; desintegrar, en partes, una losa inestable, y luego asentar firmemente las partes sobre la subrasante. El método de desintegración y asentamiento no puede usarse en los casos donde la placa de PCC tenga una capa de refuerzo de mezcla asfáltica, o en los casos donde tenga armadura.

Generalmente, el procedimiento de desintegración y asentamiento consiste en lo siguiente:

- Excavar una zanja paralela al borde de la losa y más profunda que el espesor de la misma. Esta zanja provee un canal de drenaje para la humedad atrapada debajo de la losa.
- Desintegrar la losa en partes con un martillo de caída libre.
- Asentar las partes sobre la subrasante usando una aplanadora de un peso determinado.
- Cubrir las partes asentadas con una capa de mezcla en caliente.

El inspector debe llevar registros exactos del número de litros (galones) de asfalto usados en la operación de desintegración y asentamiento, así como del número de horas de operación de las aplanadoras y los martillos de caída libre. Estos registros son importantes para determinar que cantidad se debe pagar al contratista por el trabajo efectuado.

5.3.B Ajuste de Accesorios Fijos de la Calzada

Antes de colocar una capa de refuerzo, es necesario elevar las cámaras correspondientes a los registros de inspección, los colectores o sumideros, y las líneas de servicio, con el fin que queden niveladas con la superficie de la capa de refuerzo. En el caso de los registros de inspección, se utilizan collares tipo anillo para elevar el nivel. En otros casos, es a veces necesario remover la cámara para poder lavar la estructura con capas de ladrillo o concreto. Es importante que el material de relleno cumpla con las especificaciones de la obra cuando se requiera algún tipo de excavación para cambiar el nivel de una cámara.

Las cámaras deben ser marcadas con banderas o vallas después de que han sido elevadas, y antes de colocar la capa de refuerzo, para evitar que presenten un peligro para el tránsito.

5.3.C Control Vertical y Horizontal de la Rasante

Es necesario, en la construcción de un pavimento nuevo, establecer un control vertical y horizontal de la rasante para asegurar que el pavimento terminado concuerde con los planos de localización y perfil del proyecto. Normalmente, un equipo de agrimensura establece la línea de centro del pavimento propuesto, y luego coloca estacas de alineación y rasante sobre la subrasante (Figura 5.6). Estas estacas deben ser paralelas a la línea de centro, y estar a una distancia fija a ambos lados de la vía. En las secciones rectas de calzada, las estacas son colocadas,

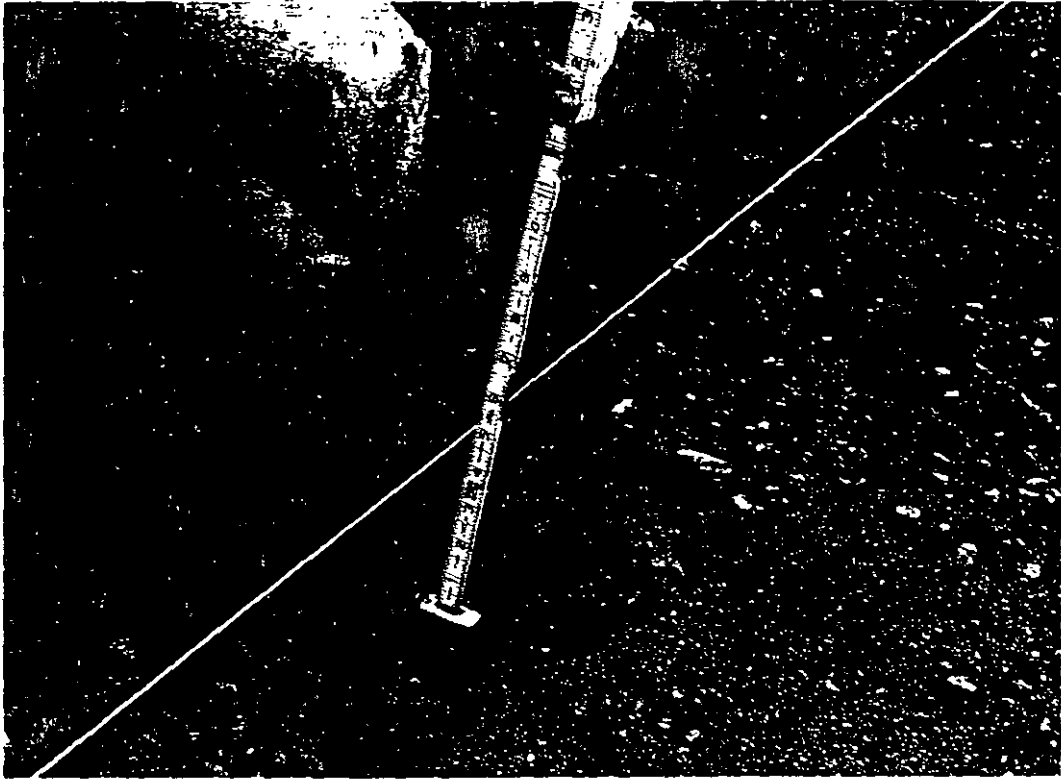


Figura 5.6 - Estacas de Rasante y de Línea.

usualmente, en intervalos de 30 metros (100 pies); en las secciones curvas se deben colocar en intervalos menores.

Aunque es la responsabilidad del contratista colocar estacas y cuerdas para mantener la terminadora y la esparcidora correctamente alineadas, es trabajo del inspector de pavimentación revisar la precisión del alineamiento y de la rasante.

La rasante transversal puede revisarse colocando estacas (llamadas estacas de control), de longitud conocida, a cada lado del pavimento propuesto, y extendiendo una cuerda entre estas. La cuerda revela rápidamente cualquier variación en la rasante.

Otro método que puede usarse como alternativa consiste en fabricar tres postes de madera o metal que pueden ser usados para establecer una línea visual de rasante. Los postes pueden hacerse telescópicos si se usa un tubo de diámetro interno de 9.5 mm (3/16 pulgada) dentro del cual se coloca una varilla metálica con diámetro de 6.3 mm (1/4 pulgada). Luego se puede colocar un tornillo de sujeción en el tubo para poder ajustar la altura de la varilla interna. La altura total de cada poste deberá ser de aproximadamente 1.1 metros (3.5 pies). La visual a través de la parte superior de los postes identificará rápidamente cualquier irregularidad en la rasante, después de que han sido ajustados a la misma altura y haber sido colocados en línea sobre la rasante.

Si los postes van a ser usados para establecer elevación, así como para revisar la línea de rasante, entonces al menos uno de ellos deberá tener marcas graduadas en unidades de centímetros (pulgadas o décimas de pie). El inspector puede medir la elevación aproximada de la rasante, así como cualquier desviación, si utiliza el poste graduado junto con los otros dos, y un nivel de mano. Para hacer esto, deberá colocar uno de los postes sobre un punto establecido de la

rasante, de elevación conocida, mientras mira a través del nivel de mano, el cual debe estar al lado del poste graduado.

Este método es muy útil cuando se está usando una motoniveladora para hacer nivelaciones precisas de la base ya preparada, o cuando se está colocando una capa de enrase de concreto asfáltico con una motoniveladora.

Las correcciones de elevación y rasante se efectúan mediante el corte o relleno de secciones de subrasante. Dichas correcciones pueden ser hechas a mano cuando las secciones son pequeñas, o usando motoniveladoras cuando las secciones son grandes.

En los casos donde las superficies irregulares de la carretera requieran una nivelación importante, es recomendable usar una cuerda tensa que sirva de línea de referencia para la terminadora. Para este propósito se pueden usar varios tipos de alambre y cuerda. Para sostener la cuerda se pueden usar bloques, como también estacas de rasante con guías ajustables.

La línea de cuerda es estirada y anclada en intervalos de 90 a 150 metros (300 a 500 pies) y soportada en intervalos de 8 metros (25 pies). Si hay un cambio brusco en la rasante, es necesario acortar la distancia entre los anclajes de la línea. Si la línea se deja instalada de un día para otro, deberá revisarse en la mañana siguiente, pues la humedad puede alterar la tensión de la cuerda. También es necesario colocar la línea en una área que no se vea afectada por el tránsito. En las curvas deberá acortarse la distancia entre los anclajes, y los soportes deberán colocarse con espaciamientos menores, para mantener el alineamiento de la curva.

5.3.D Riegos de Imprimación y Riegos de Liga

Los riegos de imprimación y los riegos de liga son aplicaciones de asfalto líquido sobre material de base o sobre otras capas inferiores del pavimento.

5.3.D.1 Riegos de Imprimación - Un riego de imprimación es una aplicación de asfalto diluido de curado medio, o de asfalto emulsificado, sobre una capa de base de material sin tratar. Cuando se usa un asfalto diluido (diluido con solvente) de curado medio, este debe ser aplicado en suficiente cantidad para que penetre dentro del material de base. Cuando se usa un asfalto emulsificado, este debe ser mezclado con el material de base usando una motoniveladora, un mezclador rotatorio, o cualquier otro tipo de equipo.

Un riego de imprimación sirve tres propósitos:

- Ayuda a prevenir la posibilidad de que se desarrolle un plano de deslizamiento entre la capa de base y la capa superficial.
- Evita que el material de base se desplace bajo las cargas de tránsito, durante la construcción, antes de que la primera capa sea colocada.
- Protege la capa de base de la intemperie.

Las cantidades de aplicación para riegos de imprimación varían con el tipo de asfalto utilizado. Para un asfalto diluido de curado medio, MC-30, 70 o 250, la cantidad de aplicación varía entre 0.9 y 2.3 litros por metro cuadrado (0.2 y 0.5 galones/ yd²); cuando se usa un asfalto emulsificado SS-1, SS-1h, CSS-1, o CSS-1h, varían entre 0.5 y 1.4 litros por metro cuadrado por cada 25 mm de profundidad (0.1 y 0.3 galones/ yd²/in). Los valores exactos de aplicación son determinados por el ingeniero.

En ocasiones, se aplica demasiado asfalto diluido a la capa de base. En estos casos, no todo el asfalto es absorbido por el material de base, aún después de un periodo normal de curado (24 horas). Este exceso de asfalto deberá secarse con arena limpia, para evitar que el riego de

imprimación presente exudación a través del concreto asfáltico, o que produzca un plano de deslizamiento. El proceso de secamiento consiste en rociar arena limpia sobre la superficie que ha sido imprimada, y luego apisonar la superficie con una compactadora de neumáticos. Sin embargo, el exceso de arena deberá removerse de la superficie antes de colocar la mezcla asfáltica sobre la base. Cualquier exceso de arena evitará que se obtenga una buena liga entre la capa de base y las capas asfálticas. El riego de imprimación debe inspeccionarse antes de la pavimentación, para asegurar que se encuentra en buena condición.

5.3.D.2 Riegos de Liga - Los riegos de liga son aplicaciones de asfalto (usualmente emulsiones) rociadas sobre la superficie de un pavimento existente, antes de colocar una capa de refuerzo. El propósito de un riego de liga es mejorar la ligazón entre las capas viejas y nuevas de pavimento. Los riegos de liga también son usadas en lugares donde la mezcla en caliente entra en contacto con la cara vertical de las aceras, las cunetas, y las estructuras y juntas de pavimento frío.

Los riegos de liga no deberán aplicarse en periodos de clima frío o húmedo. Los mejores resultados se obtienen si la superficie de la carretera esta seca, si tiene una temperatura superficial por encima de 27°C (80°F), y si no hay ninguna señal de lluvia. Normalmente, los riegos de liga se aplican el mismo día en que se va a colocar la capa de refuerzo.

La superficie de un riego de liga aparece resbaladiza antes de romperse la emulsión (el agua en el asfalto emulsionado empieza a evaporarse y el asfalto comienza a ligarse con la superficie vieja del pavimento). Debido a esto, es necesario mantener el tránsito fuera del riego de liga para que no se presente una condición peligrosa. Además, se deberá advertir al tránsito de la posibilidad de salpicaduras de emulsión si se llega a transitar sobre el riego. La capa de refuerzo se debe colocar solamente cuando el riego de liga este curado hasta el punto donde se sienta pegajoso.

La cantidad de aplicación para riegos de liga es normalmente de 0.25 a 0.70 litros por metro cuadrado de emulsión diluida tipo SS-1, SS-1h, CSS-1, CSS-1h (0.05 a 0.15 galones/yd²). Si la aplicación es muy poca, no habrá ligazón donde se necesita. Si la aplicación es muy alta, puede haber un desprendimiento entre la capa vieja y la capa nueva. Además, demasiada emulsión puede causar exudación hacia la capa de refuerzo y pérdida de estabilidad de la mezcla. La cantidad exacta de aplicación deberá ser determinada por el ingeniero de la obra.

Aunque se pueden usar otro tipo de asfaltos en riegos de liga, la emulsión diluida (una parte de agua por una parte de asfalto emulsificado) proporciona los mejores resultados por las siguientes razones:

- El asfalto emulsificado diluido fluye fácilmente del distribuidor, lo cual permite una aplicación mas uniforme del riego de liga.
- La emulsión se diluye para que el distribuidor funcione, con el volumen suficiente, a una velocidad normal.

Quando se aplican los riegos de imprimación, o los riegos de liga, se debe tener suficiente cuidado para evitar rociar asfalto sobre las aceras, las cunetas, las cubiertas de puentes, las defensas laterales del camino, o sobre los automóviles que están pasando.

5.3.D.3 El Distribuidor de Asfalto - Los riegos de liga y de imprimación son generalmente aplicados por medio de un distribuidor de asfalto. Tal y como se muestra en la Figura 5.7, el distribuidor de asfalto es un tanque de asfalto montado sobre un camión o sobre un remolque, adaptado con bombas, barras rociadoras, y controles apropiados para regular la cantidad de asfalto que sale por las boquillas de la barra rociadora. Un distribuidor incluye, normalmente,

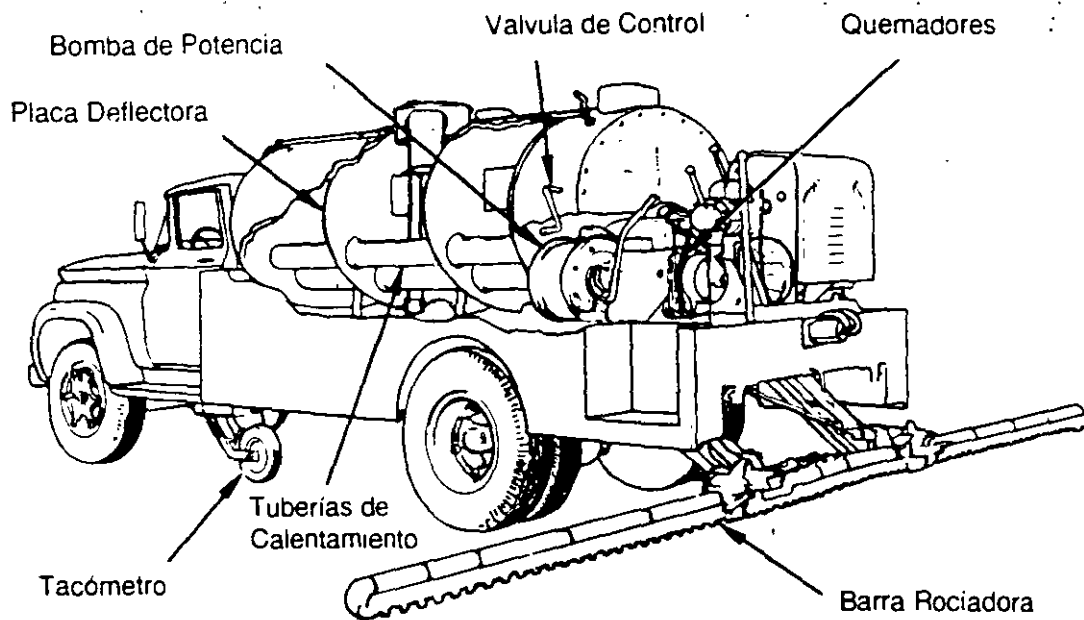


Figura 5.7 - Un Distribuidor Típico de Asfalto.

un sistema de calentamiento con base en quemadores de combustible o gas, para mantener el asfalto a la temperatura correcta de aplicación, y un accesorio manual de rociado para aplicar asfalto en las áreas que las barras no puedan alcanzar. Generalmente, el sistema de calentamiento no se usa con emulsiones. Un sistema de circulación por bombeo mantiene el asfalto en movimiento, cuando el distribuidor no está operando, para evitar que este se solidifique y, en consecuencia, bloquee la barra rociadora y las boquillas.

Un asfalto diluido de curado medio, el cual se aplica usualmente a temperaturas elevadas, no deberá ponerse en un distribuidor que haya tenido previamente una emulsión, a menos de que se confirme que no hay rastros de agua en el sistema.

Ajuste de la Barra Rociadora

La barra rociadora del distribuidor, normalmente, deberá ajustarse de tal manera que los ejes verticales de las boquillas queden perpendiculares a la vía. Las boquillas también deberán ajustarse en un ángulo de 15 a 30 grados con el eje horizontal de la barra (Figura 5.8), para prevenir que los abanicos de rociado de cada boquilla interfieran uno con el otro. Cada boquilla deberá ajustarse con el mismo ángulo.

Otro ajuste importante de la barra rociadora para lograr un riego uniforme de imprimación o de liga, es el ajuste de la altura de la barra. Como lo muestra la Figura 5.9, los abanicos de rociado, de las boquillas, se superponen a diferentes grados, dependiendo de la distancia entre la barra rociadora y la superficie a ser cubierta. La barra deberá ajustarse lo suficiente, por encima de la vía, para que la superficie reciba un cubrimiento doble. Esta altura variará de acuerdo a el espaciamiento de las boquillas de la barra.

En algunos distribuidores los resortes traseros del camión se elevan a medida que el asfalto es rociado (la carga se aligera). Esto eleva a la vez el distribuidor y, por consiguiente, la barra rociadora. En estos casos se usan, generalmente, dispositivos mecánicos que corrigen automáticamente la altura de la barra a medida que ocurre el cambio.

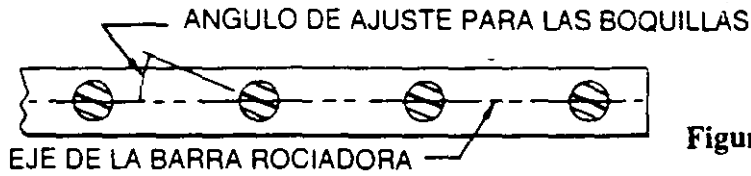


Figura 5.8 - Ángulo Correcto de las Boquillas.

NOTA

En algunas ocasiones, algunos operadores ajustan las boquillas en un ángulo diferente (60 a 90 grados con respecto a la barra rociadora) para obtener un buen borde. Esta practica **NO** es permitida puesto que produce un filo grueso en el borde y se roba el rocío que debe traslapar con la boquilla adjunta. Una cortina en el extremo de la barra, o una boquilla especial para extremos (con el mismo ángulo para todas las boquillas), proporcionara un cubrimiento mas uniforme, y producira un mejor borde.

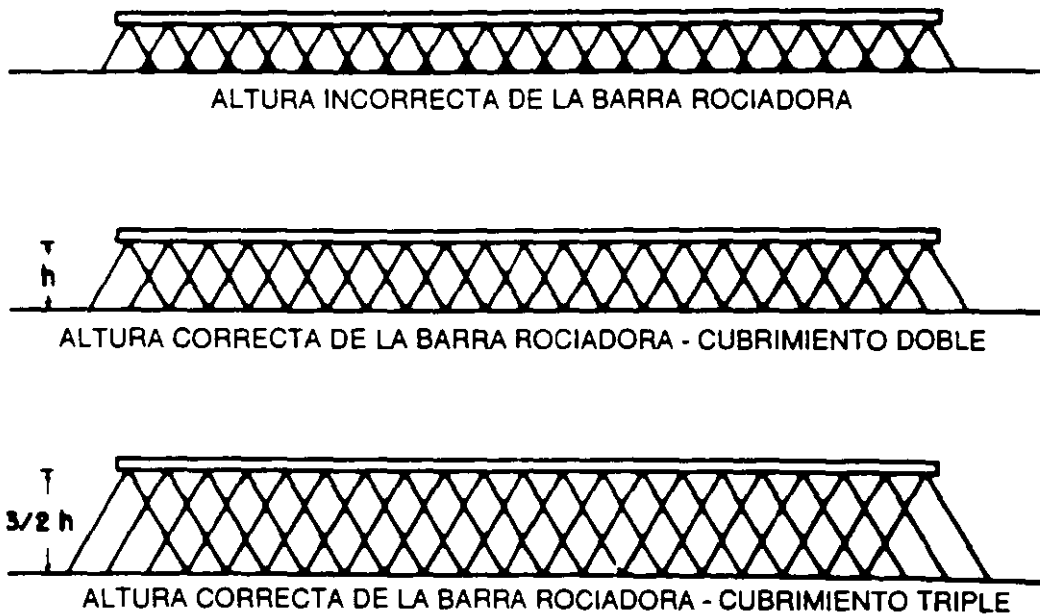


Figura 5.9 - Altura y Cubrimiento de la Barra Rociadora.

La importancia de una aplicación uniforme de asfalto (para riegos de imprimación y de liga) es esencial. El cubrimiento transversal no deberá variar en más de 15 por ciento. El cubrimiento longitudinal no deberá variar en más de 10 por ciento. El distribuidor debe estar calibrado antes de ser usado para asegurar una aplicación correcta. Las variaciones en el cubrimiento del rociado deberán ser revisadas periódicamente para determinar si el distribuidor está operando dentro de los límites establecidos (10 y 15%). La norma ASTM D 2995 presenta un procedimiento para revisar, en el campo, las variaciones en el cubrimiento del rociado.

Controles del Distribuidor

Hay tres dispositivos de control comunes a la mayoría de los distribuidores. Estos son: un sistema de válvulas que controla el flujo de asfalto, un tacómetro de bomba, o manómetro, el cual registra la producción de la bomba, y un bitómetro con hodómetro que indica la velocidad, en número de metros (pies) por minuto, y la distancia total recorrida por el distribuidor. Los tres controles son necesarios y esenciales para medir la cantidad de asfalto que ha sido aplicado a la superficie de la carretera.

El bitómetro debe ser revisado con frecuencia para verificar que este registrando correctamente la velocidad del distribuidor durante las operaciones de rociado. Una gran causa de errores en el bitómetro es la acumulación de asfalto en la rueda del bitómetro. Por lo tanto, la rueda deberá mantenerse limpia a todo momento.

La prueba del bitómetro se efectúa en un tramo recto y nivelado de carretera. Se marca sobre el tramo una distancia de 150 a 300 metros (500 o 1000 pies). Luego, el distribuidor es manejado a una velocidad constante sobre la distancia marcada, y el tiempo de recorrido es medido con un cronómetro. Este tiempo es usado para calcular la velocidad del distribuidor en metros (pies) por minuto. Esta velocidad es luego comparada con la lectura registrada en el bitómetro durante la prueba. El procedimiento total se repite usando diferentes velocidades. Las diferencias entre la velocidad calculada y la velocidad registrada por el bitómetro constituyen los factores de corrección para las operaciones de rociado.

Midiendo la Cantidad de Asfalto

El asfalto usado en riegos de imprimación o de liga es pagado, usualmente, por litro (galón). Esto significa que debe medirse el contenido del distribuidor antes y después de la operación de rociado. La diferencia entre la primera y la segunda lectura indica la cantidad de material aplicado a la carretera. Algunos distribuidores tienen contadores de flujo que indican la cantidad de asfalto bombeado. Estos contadores deben colocarse en cero antes de que comience la operación de rociado, y deben leerse inmediatamente después de que la operación termine.

Todos los distribuidores están equipados con varas medidoras, proporcionadas por el fabricante. Estas varas medidoras están marcadas en incrementos de 95 o 190 litros (25 o 50 galones).

Es importante tomar la temperatura del asfalto cuando se está midiendo su cantidad en el distribuidor. Es necesario obtener una temperatura precisa para poder garantizar que el asfalto se encuentra a la temperatura especificada para operaciones de rociado. Además, la lectura de temperatura es necesaria para efectuar las correcciones de temperatura-volumen (ver Capítulo 2, Materiales).

Calculo del Cubrimiento de la Carga

Es importante saber que longitud de carretera puede ser cubierta por el asfalto que esta en el distribuidor. La "longitud de cubrimiento" de la carga de un distribuidor se calcula de la siguiente manera:

$$L = T/WR \quad \text{donde}$$

- L = longitud de cubrimiento (metros)
- T = total de litros en el distribuidor
- W = ancho rociado de carretera (metros)
- R = cantidad de aplicación (litros/m²)

Temperaturas Sugeridas de Rociado

La Figura 5.10 es una tabla de temperaturas para rociado, para varios tipos y grados de asfalto comúnmente usados en riegos de imprimación y de liga.

Tipo y Grado de Asfalto	Margen de Temperaturas	
	°F	°C
SS-1	70-160	(20-70)
SS-1h		
CSS-1	70-160	(20-70)
CSS-1h		
MC-30*	85 +	(30 +)
MC-70*	120 +	(50 +)
MC-250*	165 +	(75 +)

* Las temperaturas de aplicación pueden estar, en algunos casos, por encima de los puntos de inflamación de algunos materiales. Se debe tener mucho cuidado para prevenir una explosión.

La temperatura máxima (asfalto diluido) deberá estar por debajo del punto de inflamación gaseoso.

Figura 5.10 - Limites de Temperatura de Rociado para Riegos de Imprimación y de Liga.

5.3.E Distribución de Mezcla con Motoniveladora

Las motoniveladoras son usadas a veces para esparcir mezclas asfálticas de planta sobre capas de base y capas de enrase. La ventaja principal que ofrece la amplia base de ruedas de la motoniveladora, durante el proceso de distribución de la capa, es la eliminación de los ahuellamientos, ondulaciones, e irregularidades excesivas en la subrasante o en el pavimento viejo. Otra ventaja obtenida al colocar una capa con motoniveladora es que se logra una superficie áspera, sobre la cual se colocará la siguiente capa. Algunas veces es de gran ayuda instalar una placa terminal en la cuchilla de la motoniveladora. Esta placa permite que una carga de material pueda ser arrastrada a lo largo del ancho de la cuchilla para evitar demasiada segregación o desperdicio.

Cuando el operador coloca una capa de enrase, y si sabe manejar correctamente los controles de la motoniveladora, debe dejar mas material en las ondulaciones y menos en los abultamientos existentes. Seguidamente, la compactadora que viene detrás densifica este material, formando un plano liso y firme sobre el cual se colocará la siguiente capa(s).

5.4 EQUIPO DE PAVIMENTACIÓN

Las operaciones de pavimentación incluyen el transporte de la mezcla asfáltica en caliente al lugar de la obra, la colocación de la mezcla sobre la carretera, y la compactación de la mezcla hasta la densidad de referencia. Esta sección abarca el transporte y la colocación de la mezcla en caliente. La compactación se discute en el Capítulo 6.

El inspector tiene responsabilidades específicas relacionadas con el transporte y la colocación de la mezcla. Estas responsabilidades comienzan con una familiarización con el equipo usado.

5.4.A Pavimentadora (Asfaltador).

Las pavimentadoras son máquinas automotrices (Figura 5.11) diseñadas para colocar mezcla asfáltica con un espesor determinado, y para proporcionar una compactación inicial de la carpeta.

Las dos partes principales de una pavimentadora son la unidad de potencia o del tractor, y la unidad de enrase (Figura 5.12).

5.4.A.1 Unidad de Potencia - La unidad del tractor provee la fuerza motriz para mover las ruedas u orugas, y también para la maquinaria de la pavimentadora. La unidad del tractor comprende la tolva receptora, el transportador alimentador, compuertas de control de flujo, barrenas de distribución (o tornillos de distribución), planta generadora (motor), transmisiones, controles dobles, y el asiento del operador.

Cuando esta en marcha, el motor de la unidad del tractor propulsa la pavimentadora, arrastra la unidad del enrasador (niveladora), y proporciona potencia a los otros componentes a través de las transmisiones. La mezcla en caliente es depositada en la tolva receptora, de donde es llevada por el transportador alimentador, a través de las compuertas de control de flujo, hacia las barrenas de distribución (o tornillos de distribución). Las barrenas luego distribuyen uniformemente la mezcla a lo largo de todo el ancho del asfaltador para obtener una colocación

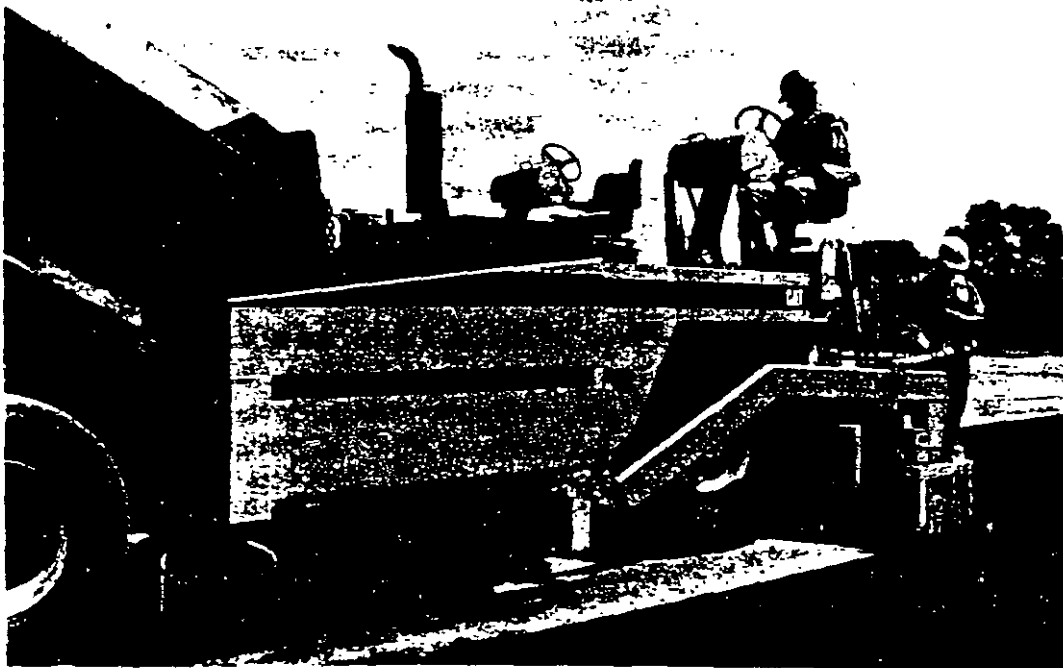


Figura 5.11 - Pavimentadora Típica.

pareja y uniforme. El operador controla estas operaciones por medio de controles dobles que se encuentran a mano, cerca de la silla.

Antes de comenzar la pavimentación se deben revisar ciertos detalles, para asegurar una correcta operación del asfaltador.

- *Ruedas u Orugas*

Si la pavimentadora esta equipada con ruedas neumáticas, se debe revisar la condición y presión de estas. Es muy importante que la presión sea la misma en las ruedas de ambos lados del asfaltador. Si el asfaltador se mueve sobre orugas, estas se deben revisar para asegurar que estén ajustadas sin holgura, y también se deben revisar las ruedas dentadas para ver si presentan demasiado desgaste. Las orugas sueltas y las presiones desiguales, o la falta de presión en los neumáticos de las ruedas, pueden causar movimientos indeseados en el asfaltador. Estos movimientos serán transmitidos a la unidad de enrase, produciendo así una superficie irregular de pavimento. No deberá haber acumulación de material en las ruedas o en las orugas.

- *Regulador*

El regulador del motor también debe revisarse para asegurar que no hay cambios periódicos en las RPM del motor. Si el regulador no esta funcionando correctamente, puede haber una falta de potencia cuando el motor se este recargando. Esta falta de potencia puede ocasionar fallas temporales en las barras vibradoras o apisonadoras de la unidad del enrasador, produciendo así una sección de pavimento de menor densidad, o una sección que contiene menos material que el área adyacente. Después de la compactación, esta área aparece como una ondulación transversal en el pavimento. Una falta de potencia también puede afectar la operación pareja y consistente de los controles electrónicos del enrasador.

- *Tolva, Compuertas de Flujo y Barrenas*

La tolva, las tablillas del transportador alimentador, las compuertas de flujo, y las barrenas deberán revisarse para ver si presentan un desgaste excesivo y para estar seguros que están operando correctamente. El contratista deberá efectuar cualquier ajuste necesario para asegurar que los componentes trabajen de acuerdo a su diseño, y para que sean capaces de conducir un flujo parejo de mezcla desde la tolva hasta la vía. Esto incluye el ajuste de los controles automáticos de alimentación.

La velocidad del transportador y la abertura de las compuertas de control, en la parte trasera de la tolva, deberán ser ajustadas por el contratista, tal que solamente se use la cantidad necesaria de material para que las barrenas operen alrededor del 85 por ciento del tiempo. Esto permitirá que se mantenga una cantidad uniforme de mezcla en frente del enrasador. Si se requiere mezcla adicional para obtener un incremento en el espesor de la capa, se deberán ajustar las compuertas de control de flujo. Las barrenas deberán mantenerse tres cuartos llenas durante las operaciones de pavimentación.

5.4.A.2 Unidad del Enrasador - La unidad del enrasador tiene dos funciones principales: nivelar la mezcla de una manera que cumpla con las especificaciones de espesor y acabado, y proporcionar la compactación inicial de la mezcla.

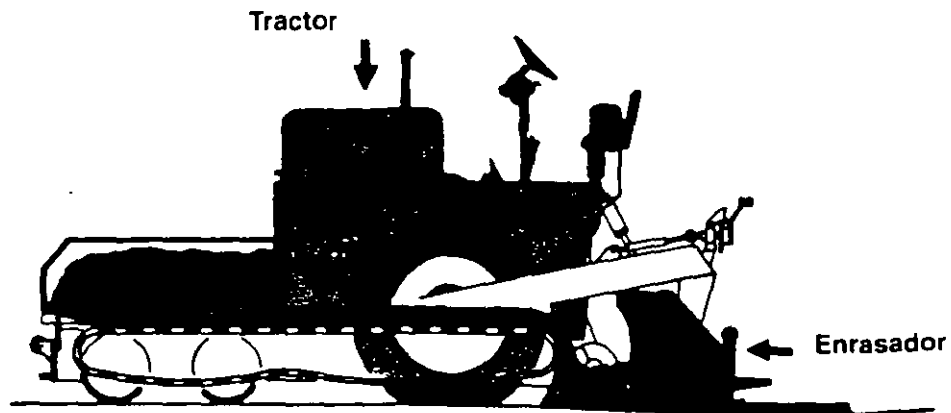


Figura 5.12 - Unidades de Potencia y Enrasador de una Pavimentadora.

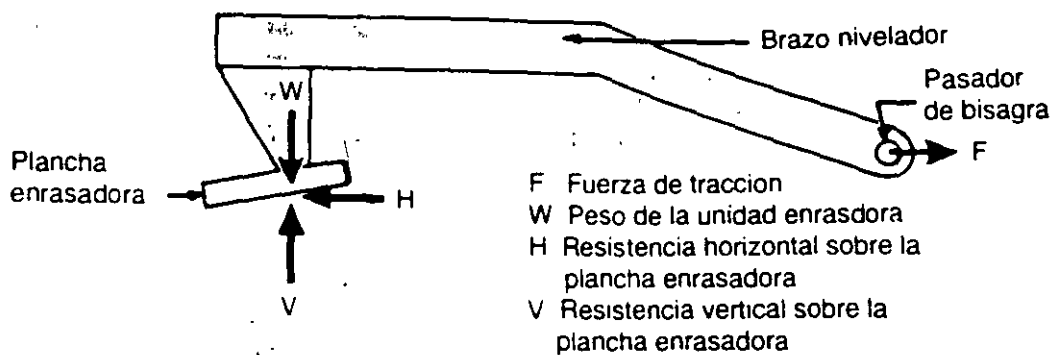


Figura 5.13 - Fuerzas Actuantes sobre el Enrasador.

Una unidad típica del enrasador está compuesta de lo siguiente: brazos emparejadores de arrastre, placa emparejadora, unidad de calentamiento, barras apisonadoras y/o accesorios vibratorios, y controles.

En la operación, el enrasador es arrastrado por detrás de la unidad del tractor. Los brazos emparejadores de arrastre están pivotados, lo cual le proporciona al enrasador un movimiento flotante mientras viaja sobre la carretera. A medida que la unidad del tractor arrastra el enrasador hacia la mezcla, este busca el nivel que hace que el trayecto del enrasador sea paralelo a la dirección de arrastre. En este nivel, todas las fuerzas que actúan sobre el enrasador están balanceadas mientras la pavimentadora se mueve sobre la carretera. Luego, la placa emparejadora "plancha" la superficie de la mezcla, dejando un espesor de carpeta que cumple con las especificaciones de la obra. El espesor de la carpeta y la forma del coronamiento están regulados por medio de controles del enrasador. Por último, las barras apisonadoras, o los accesorios vibratorios, compactan ligeramente la mezcla, como preparación para la compactación.

El enrasador actúa automáticamente para mantener el espesor de la carpeta, y tiende a balancear todas las fuerzas que actúan sobre él. Estas fuerzas incluyen (Figura 5.13):

- Tracción delantera del tractor (F)
- La fuerza del material de las barrenas que está moviéndose contra la placa emparejadora (H)
- La fuerza hacia abajo causada por el peso del enrasador (W); y
- La fuerza hacia arriba, de levantamiento, causada por los materiales que se acumulan debajo de la placa emparejadora (V).

El espesor correcto de carpeta se logra al balancear estas fuerzas, unas con otras.

Por ejemplo:

- Para mantener un movimiento del escantillon hacia adelante, la fuerza F debe ser mayor que la fuerza H.
- Para aumentar el espesor de la carpeta, incline la placa emparejadora para que se acumule más material debajo de la placa. El enrasador se elevará hasta que la superficie terminada forme un plano paralelo a la dirección de arrastre. La fuerza V disminuirá en este punto, y será balanceada por la fuerza W.
- Para reducir el espesor de la carpeta, incline la placa emparejadora para que se acumule menos material debajo de la placa.

La cantidad y condición del material que sale de las barrenas puede cambiar el equilibrio de estas fuerzas. Un flujo excesivo de material aumentará la fuerza H. Una mezcla fría y dura aumentará la fuerza H, y hasta cierto punto la fuerza V. Una mezcla excesivamente caliente y fluida disminuirá las fuerzas H y V. Las interrupciones y puestas en marcha del asfaltador también causan cambios en el equilibrio de las fuerzas. La clave para controlar la acción del enrasador es mantener uniformidad en las fuerzas actuantes.

El secreto para conseguir una buena operación de la pavimentadora es, entonces, balance y uniformidad - balance de las fuerzas y uniformidad para mantener esas fuerzas. Cuando se consiguen el balance y la uniformidad, la trayectoria del enrasador sigue la pavimentadora en un plano paralelo al punto de pivotaje. Cuando la pavimentadora se levanta, al pasar por una irregularidad, el punto de pivotaje del enrasador se eleva. El mismo enrasador también comienza a elevarse, pero debido a que reacciona más lentamente a los cambios de elevación, entonces se eleva muy poco, y por consiguiente, mantiene el plano de la superficie de la carpeta, lo cual hace que la irregularidad sea menos quebrada. Este no es el caso cuando hay irregularidades muy extensas (i.e. más extensas que varias veces el tamaño de la pavimentadora). Las irregularidades extensas de rasante deberán corregirse antes de colocar las capas superficiales.

Los enrasadores que contienen barras apisonadoras o mecanismos vibratorios están diseñados para nivelar y compactar ligeramente la mezcla, a medida que esta es colocada. Existen dos propósitos que conciernen a esta acción emparejadora. La acción logra un nivelamiento máximo de la superficie de la carpeta, y garantiza una deformación mínima de la carpeta bajo compactaciones posteriores. Varios sistemas de compactación del enrasador se presentan a continuación, por separado, debido a que trabajan en forma diferente.

Tipo Barra Apisonadora

Los compactadores del enrasador de tipo barra apisonadora, compactan la mezcla, cortan el exceso de espesor, y meten el material debajo de la placa emparejadora para su nivelación. La barra apisonadora tiene dos caras, como se muestra en la Figura 5.14: una cara biselada en el

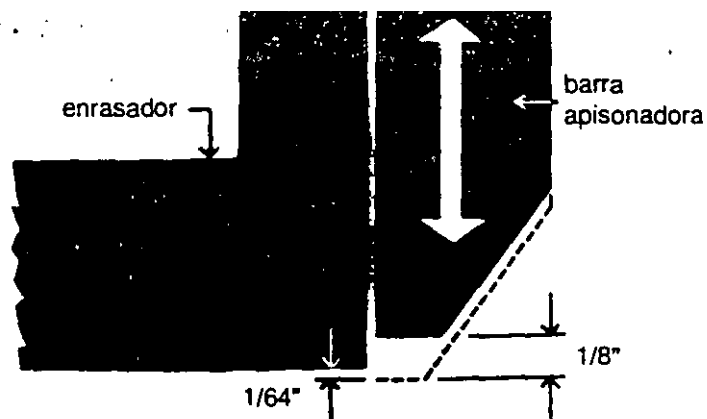


Figura 5.14 - Barra Apisonadora (1 pulgada = 25 mm).

frente, la cual compacta el material a medida que el enrasador es arrastrado hacia adelante, y una cara horizontal que imparte algo de compactación, pero que principalmente corta el exceso de material para que el enrasador pueda moverse suavemente sobre la carpeta que esta siendo colocada.

El ajuste que limita el margen del recorrido descendiente de la barra apisonadora es el ajuste que mas afecta la apariencia de la carpeta terminada. En la parte baja del recorrido, la cara horizontal deberá extenderse 0.4 mm (1/64 de pulgada) - alrededor del espesor de una uña por debajo del nivel de la placa emparejadora. Si la barra se extiende demasiado, habrá mezcla que terminará acumulada en la cara del enrasador, lo cual tiende a raspar la superficie de la capa que esta siendo colocada. Adicionalmente, la barra apisonadora levantará ligeramente el enrasador en cada recorrido, causando, con frecuencia, una ondulación en la superficie de la carpeta.

Si el ajuste de la cara horizontal es demasiado alto (debido a un mal ajuste o debido al desgaste de la parte baja de la cara), la barra no cortará el exceso de mezcla de la superficie de la carpeta. En consecuencia, la placa emparejadora comenzará a cortar el material, lo cual resulta en una picadura de la superficie, debido a que el borde de entrada de la placa emparejadora arrastra los agregados grandes hacia adelante. Por lo tanto, siempre se deberán revisar las barras apisonadoras antes de poner en marcha el asphaltador, y si es necesario, se deberán ajustar y reemplazar cuando las caras estén demasiado delgadas.

Tipó Vibratorio

El funcionamiento de las emparejadoras vibratorias es similar al de las emparejadoras apisonadoras, excepto que la fuerza de compactación es generada por unos vibradores eléctricos, que no son mas que unos ejes rotatorios con pesos excéntricos o motores hidráulicos (Figura 5.15). En algunos asphaltadores se puede ajustar la frecuencia (número de vibraciones por minuto) y la amplitud (margen del movimiento) de los vibradores. En otros, la frecuencia permanece constante y solo se puede ajustar la amplitud.

La frecuencia y la amplitud se deben ajustar de acuerdo al tipo de asphaltador, el espesor de la carpeta, la velocidad de la pavimentadora, y las características de la mezcla que esta siendo colocada. La frecuencia y la amplitud no requieren de ajustes, después de haber sido fijadas, a menos que haya un cambio en el espesor de la carpeta o en las características de la mezcla.

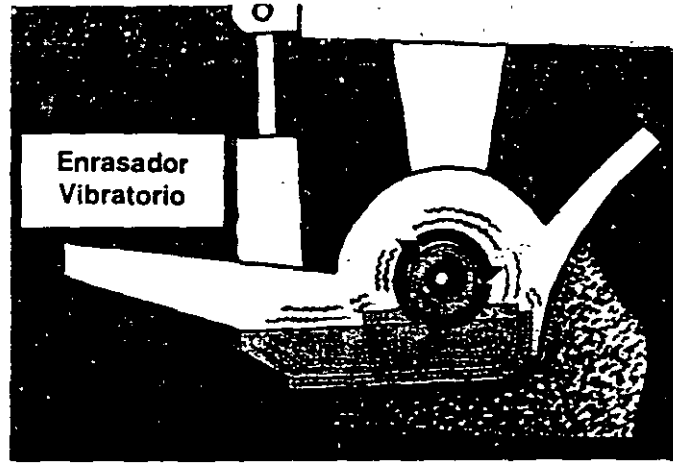


Figura 5.15 - Enrasador de Tipo Vibratorio.

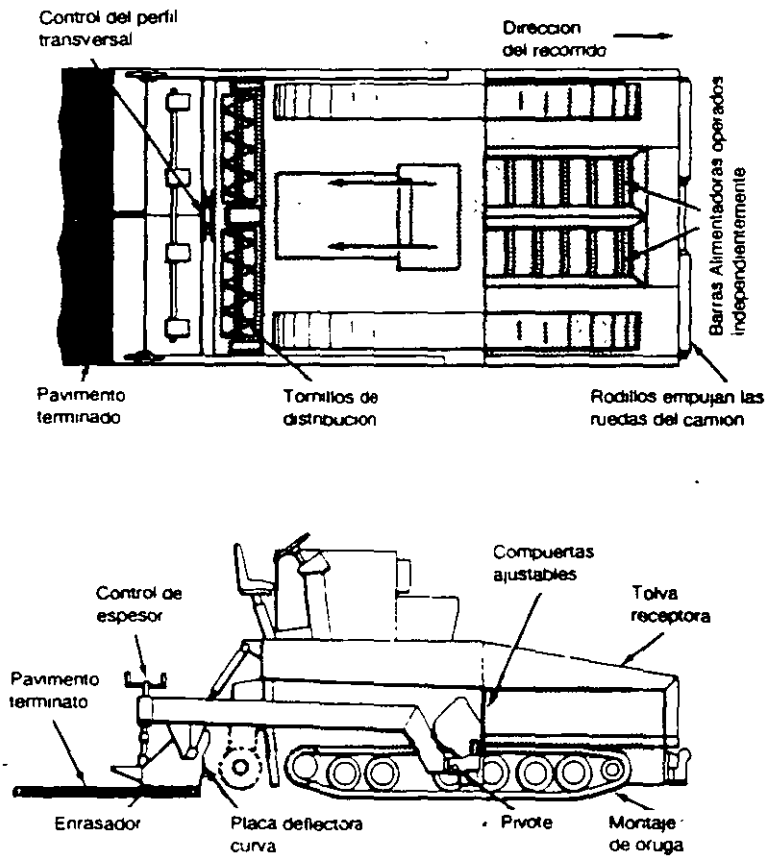


Figura 5.16 - Control de Espesor de Carpeta y Control del Perfil Transversal

Algunos emparejadores vibratorios requieren de una unidad de pre-nivelación. Esta unidad es una cuchilla redondeada que controla la cantidad de mezcla que pasa por debajo del enrasador.

5.4.A.3 Controles del Enrasador - Dos tipos de control son esenciales en la operación de un enrasador. Estos son el control del espesor de la carpeta, y el control del perfil transversal de la carpeta (para un drenaje correcto). Ambas funciones están reguladas por unidades de control que hacen parte (Figura 5.16) de la pavimentadora.

Es importante entender que los ajustes de los controles toman tiempo en hacer efecto, cuando la pavimentadora esta en marcha. Por ejemplo, cuando se ajusta un tornillo de control de espesor, para cambiar el espesor de la carpeta, es bastante probable que la pavimentadora se mueva algunos metros (pies) antes de que se complete el cambio y la carpeta empiece a tener el nuevo espesor. Por esta razón, es necesario que el operador del enrasador conozca el retraso efectivo correspondiente a los ajustes hechos en la unidad.

Es importante, después de ajustar los controles de espesor, dejar que la pavimentadora recorra una distancia suficiente para que se complete la corrección, antes de hacer cualquier otro ajuste. Un ajuste excesivo de los controles de espesor es una de las causas principales de una falta de uniformidad en el pavimento.

La condición de la unidad del enrasador es importante si se quiere obtener una carpeta de alta calidad. Los puntos de desgaste deberán revisarse para estar seguros de que las articulaciones del sistema de control están ajustadas.

La plancha enrasadora deberá revisarse regularmente para ver si presenta señales de desgaste, tales como picaduras y alabeos. El contratista deberá ajustar correctamente la placa antes de comenzar cualquier trabajo de pendiente transversal. Los bordes de entrada y salida del enrasador tienen un ajuste de pendiente transversal. El borde de entrada deberá tener siempre un poco mas de pendiente que el borde de salida, para poder proporcionar un flujo parejo de material debajo del enrasador. Si hay demasiada pendiente de entrada, se produce una textura abierta a lo largo de los bordes de la carpeta. Por otro lado, si hay muy poca pendiente de entrada, se produce una textura abierta en el centro de la carpeta. Los ajustes de pendiente pueden hacerse independientemente o simultáneamente durante la operación de pavimentación.

5.4.A.4 Controles Automáticos del Enrasador - Los controles del enrasador deben ser ajustados por el operador a medida que progresa la pavimentación. Los controles automáticos, sin embargo, están diseñados para ajustarse automáticamente en la colocación de una carpeta con espesor, rasante, y forma deseada (Figura 5.17).

- *Tipos y Principios de Operación*

Los controles automáticos del enrasador pueden usarse de varias maneras, aunque todas las operaciones automáticas requieren de un sistema de referencia. Esta referencia puede ser la base sobre la cual la mezcla en caliente esta siendo colocada, la vía de tráfico contigua, o una línea de cuerda. Si, por ejemplo, se usa una línea de cuerda como referencia, el control automático seguirá exactamente la altura de la cuerda para colocar la carpeta conforme a esta altura. Obviamente, la instalación de la línea de cuerda (como de cualquier otro sistema de referencia) debe ser precisa.

Los controles automáticos del enrasador también pueden guiarse por medio de sistemas móviles de referencia. Un esquí, instalado en el brazo de control, registra los cambios en el contorno de la base, y ajusta automáticamente el enrasador para compensar estos cambios.

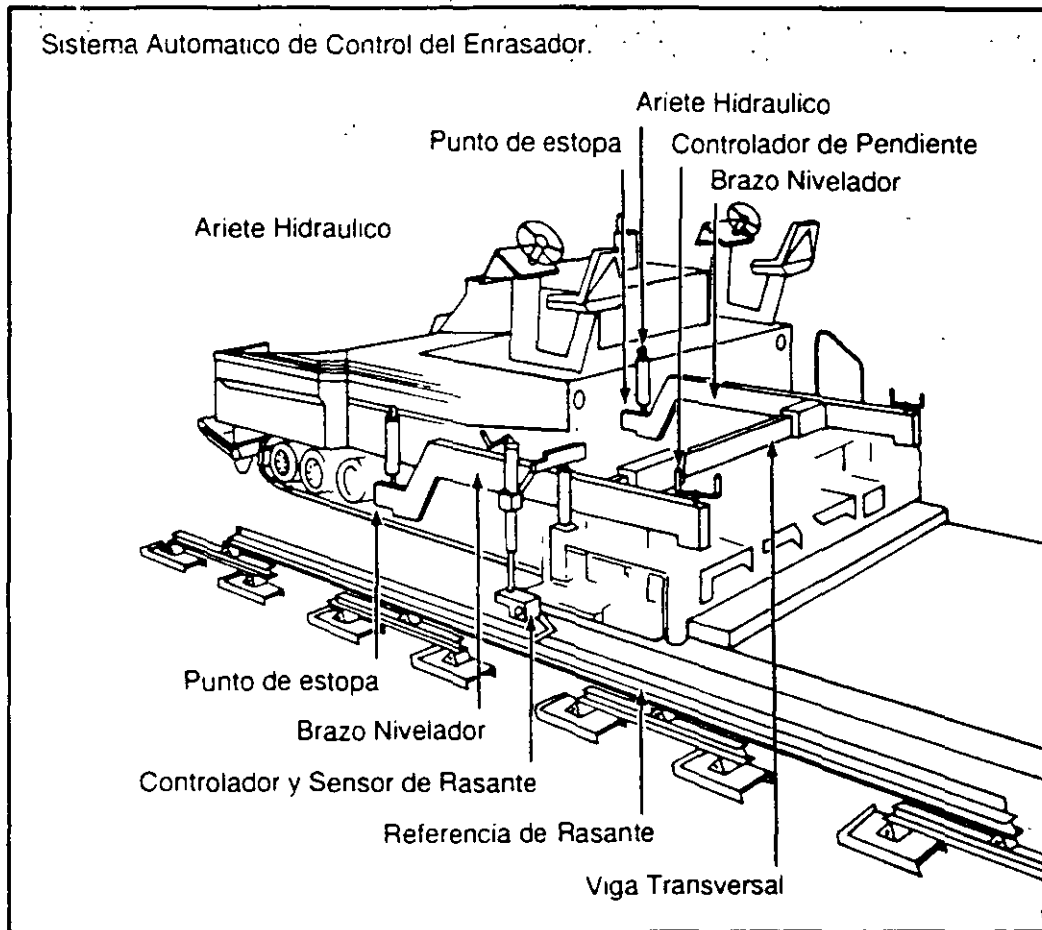


Figura 5.17 - Sistema Automático de Referencia para el Enrasador.

La línea de cuerda, o cualquier otro sistema de referencia, permite que el control automático ajuste la altura del enrasador como sea necesario, y así poder mantener una rasante longitudinal correcta en el pavimento. Para mantener una rasante transversal correcta, los controles automáticos utilizan un sistema instalado sobre una viga que se encuentra entre dos brazos de arrastre.

Un péndulo, dentro de la caja del control de pendiente, oscila de lado a lado a medida que ocurren cambios en la rasante transversal de la carretera, activando así los ajustes necesarios en el mecanismo de control de pendiente.

Los sistemas automáticos de control presentan ciertas ventajas sobre los sistemas manuales. Entre estas se encuentran las siguientes:

- Los controles automáticos pueden compensar los cambios en la rasante y la pendiente más rápido que un operador.
- Los controles automáticos ayudan a aislar el enrasador de los movimientos verticales erráticos de la unidad del tractor.
- Los controles automáticos ajustan los puntos de remolque para permitir que el enrasador siga una trayectoria paralela a la rasante y la pendiente del sistema de referencia. Esta trayectoria puede ser diferente a la trayectoria de la unidad del tractor.

- *Selección de un Sistema de Referencia*

La selección de un sistema de referencia, ya sea estacionario o móvil, depende de cuatro factores. Estos son: la condición de la superficie sobre la cual la carpeta será colocada, el grado de precisión requerido por la rasante y la pendiente del pavimento terminado, el espesor de la carpeta, y la cantidad de material disponible para la obra. Si la superficie sobre la cual se va a colocar la carpeta tiene buena rasante longitudinal a lo largo de la línea central, pero la rasante transversal no es adecuada, puede usarse un sistema móvil de referencia, a lo largo de la línea central, para proporcionar el espesor deseado de carpeta (en la línea central). En este caso, también puede usarse un control transversal de pendiente para establecer la rasante exterior.

Si la rasante longitudinal es errática, deberá instalarse una línea de cuerda para asegurar una rasante correcta.

Si la superficie existente tiene buen perfil longitudinal y transversal, los controles automáticos del escantillon pueden ser innecesarios. La habilidad auto-niveladora del enrasador puede ser suficiente en estos casos. Sin embargo, si se llegan a usar los controles automáticos, es recomendado usar un sistema móvil de referencia.

5.4.A.5 Calentadores del Enrasador - El enrasador esta equipado con calentadores usados para calentar la placa emparejadora al comienzo de cada operación de pavimentación. Los calentadores no son usados para calentar la mezcla durante la operación. Si la placa emparejadora no está, inicialmente, caliente, la mezcla se romperá y su textura aparecerá abierta y gruesa, como si la mezcla estuviera demasiado fría. En algunos casos, cuando hay prisa por descargar la primera camionada de mezcla, el operador del enrasador permitirá que esta primera mezcla caliente la placa emparejadora. Esta práctica siempre resulta en una sección inaceptable de pavimento; aquel colocado mientras la placa se calienta.

5.4.A.6 Accesorios del Enrasador - Tres tipos comunes de accesorios del enrasador son: las extensiones del enrasador, las zapatas de corte, y las placas de pendiente.

Las extensiones del enrasador son accesorios que ensanchan el enrasador, permitiendo que la pavimentadora coloque una carpeta mas ancha que lo normal. Estas extensiones hacen posible la colocación de carpetas de un ancho de hasta 7.3 metros (24 pies), en una sola pasada.

Las zapatas de corte sirven la función opuesta. Estas son placas de metal encajadas dentro del enrasador para reducir el ancho de la carpeta colocada.

Las placas de pendiente son placas de metal usadas para darle una pendiente de 45° a los bordes de la carpeta.

5.4.A.7 Enganche de Camión - El propósito del enganche de camión, en frente de la tolva de la pavimentadora, es mantener el camión que se encuentra descargando mezcla en caliente en la tolva, en contacto con la pavimentadora. Si el camión y la pavimentadora se separan durante la operación de descarga, la mezcla termina fuera de la tolva, y entonces deberá recogerse antes de que la pavimentadora pase sobre ella.

Existen dos tipos de enganches de camión comúnmente usados:

- Uno de ellos utiliza una extensión que pasa por debajo del camión y se engancha en el eje trasero.
- El otro sistema utiliza unos rodillos retráctiles que se fijan en la barra de empuje del camión y agarran el lado exterior de las ruedas traseras del camión. Estos giran con las ruedas mientras el camión descarga el material en la tolva.

5.4.A.8 Rodillos Pivotados de Empuje para Camión - El rodillo pivotado de empuje es un dispositivo instalado en el frente del asfaltador que se ajusta cuando el alineamiento entre el camión y el asfaltador es desigual. El dispositivo reduce la fuerza desigual ejercida sobre el asfaltador debido al desalineamiento del camión, minimizando así cualquier interferencia en el manejo de ambos vehículos.

5.4.B Camiones de Transporte

La mezcla en caliente es llevada al lugar de la obra mediante camiones. El inspector debe estar seguro de que la mezcla entregada cumpla con las especificaciones de la obra y que además sea entregada en una manera segura.

5.4.B.1 Información General - Varios tipos de camiones son usados para transportar la mezcla en caliente al lugar de la obra. Los dos tipos mas comunes son: camiones de vaciado por extremo y camiones de descarga inferior (Figura 5.18). Los detalles de cada tipo de camión se presentan mas adelante. A continuación se presenta una información general concerniente a todos los tipos de camiones usados para transportar mezcla en caliente.

5.4.B.2 Condición de los Camiones de Transporte - Los camiones deben tener cajas de metal, y estos deben estar limpios, lisos y sin hoyos. Todos los camiones deben cumplir con los criterios mínimos de seguridad. Cada camión debe estar numerado correctamente para una identificación fácil, y debe estar equipado con una lona impermeable.

Antes de cargar el camión, deberá limpiarse cualquier material extraño, así como el asfalto endurecido en la caja. Después, la caja deberá revestirse ligeramente con un lubricante para ayudar a prevenir que la mezcla fresca se pegue de las superficies. Luego se debe drenar cualquier exceso de lubricante. Antes de cargar el camión, este debe ser pesado para establecer su peso de taraje (peso sin carga). Este peso de taraje es luego restado del peso total (camión cargado) para determinar el peso de carga o de mezcla.

El número de camiones requeridos en una obra depende de muchos factores: la producción de mezcla en la planta, la longitud del recorrido, el tipo de transito encontrado en el recorrido, y el tiempo necesario para descargar la mezcla.





Eje sencillo-Descarga por extremo 6-8 tons	
Eje Tandem - Descarga por extremo 13-15 tons	
Semi alto 20-22 tons	
Semi de fondo 20-22 tons	

Figura 5.18 - Tipos de Camiones Transportadores de Mezcla.

5.4.B.3 Tipos de Camiones de Transporte - Todo tipo de camión usado para transportar mezcla en caliente debe tener ciertas características físicas para poder transportar y descargar correctamente. A continuación se listan varias normas para los dos tipos mas comunes de camión.

Camiones de Vaciado por Extremo

Como primera medida, se debe inspeccionar el camión de vaciado por extremo para asegurar que la parte posterior de la caja sobresalga lo suficiente, por encima de las ruedas traseras, para que pueda descargar la mezcla dentro de la tolva de la pavimentadora. Si esto no es así, entonces se debe instalar un mandil con placas laterales para extender la caja y prevenir derramamientos de mezcla en frente de la pavimentadora.

La caja debe tener un tamaño tal que se ajuste dentro de la tolva sin que ejerza presión sobre la pavimentadora. El sistema hidráulico del elevador de la caja deberá inspeccionarse frecuentemente para prevenir posibles escapes de liquido hidráulico. Estos escapes de liquido pueden caer sobre la superficie de la carretera y, en consecuencia, prevenir una buena ligazón entre la carretera y la carpeta nueva. Además, si se derrama demasiado liquido, entonces la mezcla se volverá inestable en esa área. Debido a todo esto, se debe evitar el uso de camiones con escapes.

Las lonas impermeables se deben usar para cubrir la carga en tiempos de frío, o cuando el trayecto sea bastante largo, para evitar que la mezcla se enfríe demasiado. Una mezcla fría forma terrones y costra sobre la superficie. Si se usa una lona, esta debe estar muy bien asegurada y amarrada a la parte superior de la caja para prevenir que el aire frío se cuele hacia la carga.

En la entrega, el conductor del camión debe retroceder derechamente contra la pavimentadora, y debe parar varios centímetros antes (por lo menos diez) de que las ruedas hagan contacto con la barra de rodillos. Si el conductor retrocede demasiado contra la pavimentadora, puede terminar forzando el enrasador dentro de la carpeta, creando así un abultamiento en el pavimento que permanece aún después de que la carpeta ha sido colocada.

La caja del camión debe elevarse lentamente. Cuando la mezcla es descargada rápidamente ocurre segregación, debido a que los agregados gruesos ruedan por los lados de la carga.

Camiones de Descarga Inferior

Los camiones de descarga inferior pueden ser usados cuando una motoniveladora esta distribuyendo la mezcla, o cuando se usa un dispositivo recogedor para alimentar la tolva.

Existen dos métodos comunes para descargar camiones de descarga inferior. Uno de los métodos involucra el uso de una caja distribuidora diseñada para operar debajo de las compuertas del camión. En este caso, la cantidad de material colocada en el montón esta limitada por el ancho de la abertura de la caja de distribución. La desventaja de este método es que la caja distribuidora puede reducir la cantidad de material a un valor menor que el requerido.

El segundo método consiste en usar cadenas para controlar la abertura de la compuerta de descarga. Este es el procedimiento mas comúnmente usado. También existen dispositivos automáticos para controlar la abertura de la compuerta, pero su uso es limitado debido al costo adicional.

Las variaciones en el tamaño del volumen depositado por el camión, y las irregularidades en la superficie sobre la cual se va a colocar el material, causarán variaciones, a su vez, en la cantidad de material alimentado en la tolva. Estas variaciones también causan, con frecuencia, variaciones en la superficie terminada. Por lo tanto, es esencial que el volumen depositado sea lo mas uniforme posible. Si el volumen no tiene el tamaño adecuado, se le puede añadir

material para evitar que el asfaltador este "hambriento". Si el montón contiene demasiada mezcla, se puede dejar mas espacio con el montón del camión siguiente para compensar el exceso. También se debe controlar la longitud del montón, especialmente en tiempo frío. En tiempo frío, el material amontonado se enfría por debajo de las temperaturas de distribución y compactación, especialmente si ocurren retrasos debido al mal funcionamiento del asfaltador. Para prevenir un enfriamiento excesivo de la mezcla en tiempo frío, el límite longitudinal del montón no deberá ser mayor que el tamaño de una camionada medido por delante del dispositivo recogedor.

Si el cargador y la pavimentadora están acoplados directamente, cualquier vibración del dispositivo recogedor puede ser transmitida a la pavimentadora, y causar, en consecuencia, ondulaciones y asperezas en la superficie de la carpeta. Estas vibraciones generalmente son el resultado de desgastes y defectos en las partes, o de monturas o ajustes incorrectos.

5.5 ENTREGA DE MEZCLA EN CALIENTE

5.5.A Boletos de Carga

Los boletos de carga (Figura 5.19) proveen los registros esenciales para el control de calidad de las operaciones de la obra, así como para el control de la cantidad de mezcla entregada. Aunque varias agencias usan diferentes sistemas, ciertos detalles de los boletos de carga permanecen generalmente iguales de una obra a la otra. Los boletos de carga - numerados consecutivamente - son generalmente expedidos en la planta. En ellos se encuentra el número del proyecto, el origen de la carga, la hora en que el camión fue cargado, la temperatura y peso de la carga, el número del camión, el tipo de mezcla, y el lugar donde la mezcla fue colocada. También aparecerá el peso de la mezcla y su temperatura, tal como se registraron en la carretera.

En estos boletos hay aspectos de cierta importancia para el inspector. Primero, la numeración consecutiva de los tiquetes mostrará si un camión llegó o no, al lugar de la obra, en un orden diferente al que fue cargado en la planta. Esto puede ocurrir debido a una avería del camión, problemas de tráfico, o cualquier otra razón; pero dará al inspector una idea de que tanto tiempo el camión ha estado cargado. Si este periodo de tiempo es mas largo que lo normal, entonces se debe revisar muy bien la mezcla para ver si se encuentra a la temperatura correcta y para ver si no se han formado terrones debido a un posible enfriamiento. Si se detectan problemas serios de temperatura, la carga deberá ser rechazada. Es importante que el inspector recoja todos los boletos de carga de cada camión, a medida que el camión esta descargando. De esta manera, el se puede asegurar de que ninguna de las cargas del proyecto ha sido desviada.

5.5.B Inspección Visual de la Mezcla

Los procedimientos de inspección de mezclas deberán discutirse a fondo durante la reunión sostenida antes de la construcción. Aunque la mezcla es inspeccionada en la planta, existen ocasiones en que el inspector de planta puede pasar por alto, inadvertidamente, una carga defectuosa que puede ser el resultado de una falla en la planta. Algunas de estas deficiencias pueden ser notadas por el inspector de colocación antes de que la mezcla sea descargada. Estas deficiencias se hacen aparentes cuando se revisa la temperatura o cuando se eleva la caja del camión. Algunas indicaciones de deficiencias en la mezcla en caliente, que pueden requerir una inspección mas rigurosa, y posiblemente una rectificación, son:

- **Humo Azul**

El humo azul que asciende de la mezcla del camión, o tolva distribuidora, puede ser indicación de una carga sobrecalentada. En este caso, la temperatura deberá revisarse inmediatamente.

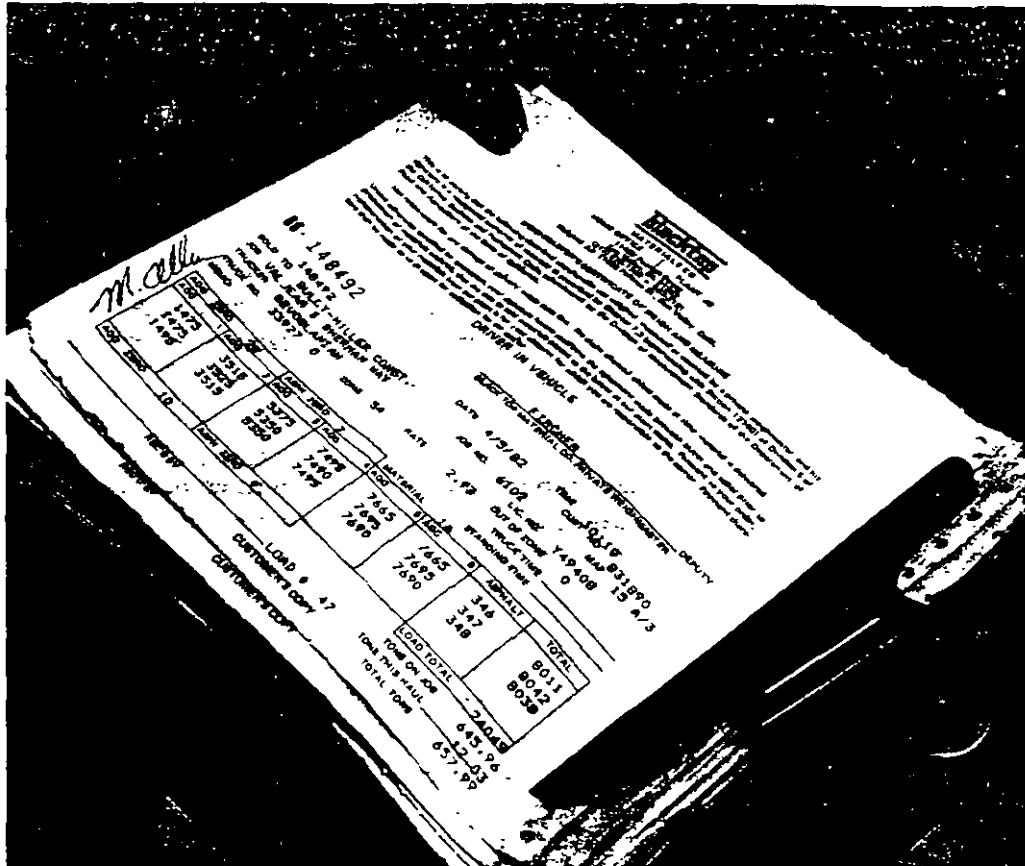


Figura 5.19 - Ilustración de un Boleto de Carga.

- *Apariencia Dura*

Generalmente, una carga que aparezca dura o presente un pico alto (mas que lo normal); puede estar demasiado fría para cumplir con especificaciones. Su temperatura deberá revisarse. Si esta es menor que la temperatura óptima de colocación, pero se encuentra dentro del margen aceptable, entonces se deben tomar medidas inmediatas para corregir la deficiencia en temperatura, y así evitar tener que desechar la mezcla.

- *Asentamiento de la Mezcla en el Camión*

Normalmente el material en el camión se encuentra en forma de domo (cúpula). Si una carga se encuentra plana, o casi plana, puede ser que contenga demasiado asfalto o demasiada humedad. Inmediatamente se debe hacer una inspección mas rigurosa. El exceso de asfalto también puede detectarse debajo del enrasador si la superficie de la carpeta aparece excesivamente brillante. Por otro lado, una mezcla que contenga gran cantidad de agregado grueso puede ser confundida con una que contenga demasiado asfalto, debido a su apariencia lustrosa. Sin embargo, usualmente, dicha mezcla no se asentará dentro del camión.

- *Apariencia Opaca y Magra*

Una mezcla que contiene muy poco asfalto puede ser detectada inmediatamente en el camión o en la tolva distribuidora por su apariencia magra (seca) y granular, por un revestimiento incorrecto del agregado, y por una falta del lustre típico brillante y negro. En la carretera, la

falta de asfalto en la mezcla puede detectarse por su apariencia magra, parda, y opaca en la superficie, y por una compactación inaceptable. Por otro lado, el exceso de finos en una mezcla puede dar la misma apariencia que una mezcla con muy poco asfalto. El exceso de finos puede ser detectado al inspeccionar la textura de la mezcla y observar si la mezcla se desplaza bajo el compactador.

- *Vapor Ascendente*

El exceso de humedad aparece, frecuentemente, como vapor ascendente en la mezcla, cuando esta se descarga en la tolva del asfaltador. La mezcla en caliente puede estar burbujeando y reventando como si estuviera hirviendo. Una humedad excesiva también puede causar que la mezcla aparezca y actúe como si tuviera demasiado asfalto.

- *Segregación*

La segregación de agregados puede ocurrir durante la pavimentación debido a un manejo inadecuado de la mezcla. En otros casos, la segregación puede ocurrir antes de que la mezcla llegue a la pavimentadora. En cualquier caso, esta se debe corregir inmediatamente, en el origen de la causa.

- *Contaminación*

Las mezclas se pueden contaminar con sustancias extrañas, incluyendo gasolina, kerosene, aceite, trapos, papel, basura y mugre. La contaminación se puede corregir si no es muy extensa; sin embargo, una carga que ha sido contaminada en su totalidad debe ser rechazada.

- *Exudación*

Aunque es recomendable usar sustancias que no tengan una base de petróleo para rociar las cajas de los camiones, todavía hay agencias que permiten el uso de combustible diesel para este propósito. El exceso de diesel que se acumula en la caja del camión puede ser absorbido por la mezcla. En el pavimento, el diesel diluye el asfalto y causa que este se filtre (exude) hacia la superficie, resultando en lo que se conoce como una "mancha grasienta". Además, en la mezcla, el exceso de diesel puede disolver y drenar el asfalto. Una mezcla en caliente contaminada con diesel deberá ser removida y reemplazada.

5.5.C Calculando la Producción del Asfaltador

El peso de la carga se usa para verificar la producción del asfaltador (longitud de sección de pavimento por camionada de mezcla). Para empezar es necesario saber cuanto pesa la mezcla después de compactada. Una vez se obtenga esta información, se puede proceder a determinar si la producción actual esta cerca a la esperada, usando las medidas de la carpeta colocada y unos cálculos simples. Estúdiese el siguiente problema ejemplo.

Problema Ejemplo

Un camión entrega 15 toneladas (33,070 libras) de mezcla en caliente al asfaltador. El asfaltador esta colocando una carpeta de 3.75 metros de ancho por 4 centímetros de espesor (compactado). La mezcla tiene una densidad in-situ de 2.3 ton/m³. Qué sección de pavimento (cuantos metros lineales) puede colocar el asfaltador con las 15 toneladas ?

Solución

- (1) Un metro cúbico de mezcla pesa 2.3 toneladas. Un metro cuadrado de carpeta de 1 centímetro de espesor contiene 23 kilogramos (0.023 toneladas) de mezcla:

$$\begin{aligned} 2.3/100 &= 0.023 \text{ ton/m}^2 \text{ por centímetro} \\ &= 23 \text{ kg/m}^2 \text{ por centímetro} \end{aligned}$$

- (2) Debido a que la carpeta está siendo colocada con un ancho de 3.75 metros y 4 centímetros de espesor, el peso de mezcla por metro lineal de pavimentación es:

$$3.75 \times 1 \times 4 \times 23 = 345 \text{ kg.}$$

- (3) La cantidad de metros lineales que el asfaltador puede colocar con las 15 toneladas, se determina dividiendo el peso de la carga (15,000 kg) por el peso de mezcla por metro lineal (345 kg/m)

$$15,000/345 = 43.5 \text{ metros lineales}$$

Respuesta

El asfaltador deberá ser capaz de pavimentar 43.5 metros de pavimento con la carga entregada por el camión. Efectuando un cálculo más, encontramos que una tonelada de mezcla pavimentará 2.9 metros.

Esta información puede ser usada para comparar el peso total acumulado, en los boletos de carga, con la cantidad de metros colocados de pavimento. También puede usarse para determinar la cantidad de mezcla en caliente necesaria para pavimentar una sección dada de carretera. Al finalizar el día, la información puede usarse para calcular cuánta mezcla más se necesita para terminar una longitud dada de carretera y, por lo tanto, saber en qué momento la planta debe detener la producción.

5.6 PROCEDIMIENTOS DE COLOCACION

5.6.A Coordinando la Planta y el Asfaltador

La uniformidad en las operaciones es esencial en la pavimentación de mezclas asfálticas en caliente. Las operaciones uniformes y continuas del asfaltador producen un pavimento de alta calidad.

No hay ninguna ventaja en operar el asfaltador a una velocidad que requiera que la mezcla deba ser suministrada más rápido de lo que la planta puede producirla. El tratar de pavimentar demasiado rápido puede ocasionar que la pavimentadora tenga que parar frecuentemente, para esperar que los camiones traigan más mezcla. Si la parada es demasiado larga (más que unos minutos en un día frío), la uniformidad del pavimento va a ser afectada desfavorablemente cuando la pavimentadora empiece a operar de nuevo utilizando la mezcla que se ha enfriado.

Por consiguiente, es esencial que la producción de la planta esté coordinada con las operaciones de pavimentación. El asfaltador debe cargarse continuamente con suficiente mezcla y, al mismo tiempo, los camiones no deben esperar mucho tiempo para descargar sus camionadas en la tolva del asfaltador.

5.6.B Ajuste del Enrasador Durante la Pavimentación

Si la carpeta que está siendo colocada es uniforme y tiene una textura aceptable, y su espesor es correcto, entonces no es necesario hacer ajustes en el enrasador. Cuando estos ajustes son requeridos, deberán efectuarse en incrementos pequeños, y deberá permitirse cierto tiempo entre cada ajuste para que el enrasador reaccione completa y secuencialmente a cada uno de los ajustes.

Es igualmente importante que los controles de espesor del enrasador no sean ajustados excesivamente en cantidad o en frecuencia. Cada ajuste de los controles de espesor resulta en un cambio de elevación de la superficie de la carpeta. Los cambios excesivos de elevación superficial en el borde de la primera carpeta son extremadamente difíciles de igualar en el carril paralelo, cuando se está construyendo la junta longitudinal.

5.6.C Ancho de la Distribución

Las capas sucesivas de mezcla no deberán ser construidas directamente una sobre otra, sino que deben desplazarse, no menos de 150 mm (6 in.), en lados alternos de la línea central de la carretera. Por ejemplo, en un pavimento de 7.4 metros (24 pies), la primera capa (carril) tiene 3.85 metros (12.5 pies) de ancho y el carril siguiente tiene 3.55 metros (11.5 pies) de ancho. Este método previene que se forme una costura vertical continua a través del pavimento terminado a lo largo de la junta longitudinal. En las carreteras angostas (6 metros (20 pies) de ancho o menos), la capa que requiere de una zapata de corte deberá colocarse primero, y la del otro lado deberá colocarse con la extensión total del enrasador. En la capa final (de arriba), se debe usar una zapata de corte en ambas pasadas para que la junta quede localizada en la línea de centro de la vía.

El alineamiento de la carpeta depende de la precisión de la guía usada por el operador, y de la atención del operador. Esta atención es vital en la construcción de una junta longitudinal aceptable.

En una carretera ancha donde se están colocando carriles múltiples es mejor, generalmente, colocar primero el carril cercano al coronamiento, y después aparear, al lado, el carril contiguo.

5.6.D Obra de Mano

Hay áreas, en muchas obras, donde la pavimentación con enrasador no es práctica o es imposible. En estos casos, puede ser permitido distribuir la mezcla a mano. La distribución y la colocación a mano deberán efectuarse con mucho cuidado, y uniformemente, para que no vaya a haber segregación. Cuando se descarga la mezcla en pilas, esta debe ser colocada lo suficiente adelante de los paleadores, para que ellos no necesiten mover la pila completa. Además, deberá proporcionarse suficiente espacio para que los obreros se paren en la base y no en el material mezclado. Si la mezcla asfáltica es arrojada con palas, es casi seguro que habrá segregación de las porciones gruesas y finas de la mezcla. Una mezcla colocada a mano tendrá una apariencia superficial diferente a la que puede tener la misma mezcla colocada con máquina.

El material de las palas deberá depositarse en pequeños montones y deberá distribuirse con rastrillos. En el proceso de distribución, el material deberá desatarse completamente y distribuirse uniformemente. Cualquier material que se haya acumulado en terrones, y no puede desbaratarse fácilmente, deberá desecharse. La superficie deberá revisarse con reglas rectas y plantillas después de que el material ha sido colocado, y antes de ser compactado. Cualquier irregularidad debe ser corregida.

Capa ligante insuficiente o no-uniforme	Capa ligante, o de imprimación, inadecuadamente curada	Mezcla muy gruesa	Exceso de finos en la mezcla	Insuficiente astillado	Exceso de asfalto	Mezcla inadecuadamente proporcionada	Cargas no-satisfactorias	Exceso de humedad en la mezcla	Mezcla demasiado caliente o quemada	Mezcla demasiado fría	Operación mala de rociado	Rociador en mala condición	Demasiada humedad en la subrasante	Demasiada capa ligante o de imprimación	Demasiado rastillaje manual	Mano de obra descuidada o sin experiencia	Demasiada segregación en la colocación	Operación muy rápida de la maquina terminadora	
				X	X	X							X						Exudación
			X					X	X										Apariencia parda y muerta
				X	X	X							X			X			Puntos duros o grasos
	X	X			X	X				X	X	X		X	X	X	X		Mala textura superficial
X	X	X			X	X				X	X	X		X	X	X	X		Superficie aspera desigual
		X	X		X	X				X	X	X		X	X	X			Desmoronamiento o carcomido
		X								X	X	X		X	X	X			Juntas desiguales
			X		X	X				X						X			Marcas de la cilindadora
X	X		X		X	X	X				X	X		X					Ondulaciones o Desplazamiento
			X	X	X								X						Agrupamiento (muchas gnetas finas)
													X						Agrupamiento (gnetas largas y grandes)
		X			X					X	X	X							Rocas fracturadas por la cilindadora
		X	X		X			X	X	X	X						X	X	Abatimiento de la superficie durante la colocación
X	X		X		X	X		X		X			X	X					Deslizamiento de la superficie sobre la base

Tipos de imperfecciones del pavimento que pueden ocurrir al colocar mezclas de planta

Figura 5.20 - Problemas Típicos de la Carpeta y sus Posibles Causas.

5.7 INSPECCION DE LA CARPETA

El inspector debe ser capaz de identificar deficiencias en el pavimento terminado y conocer las posibles causas de esas deficiencias. La Figura 5.20 es una tabla de problemas comunes del pavimento y sus posibles causas. Al referirse a la figura, tenga en cuenta que una deficiencia dada puede tener varias causas posibles. En algunos casos, el muestreo y las pruebas son el único medio confiable para analizar un problema del pavimento.

Las siguientes sub-secciones tratan, en detalle, varias de las partidas importantes en una lista de inspección de pavimentos.

5.7.A Temperatura de la Mezcla

La temperatura de la mezcla es revisada, usualmente, en el camión; sin embargo, debe ser revisada, con frecuencia, detrás del asfáltador. Es muy importante hacer esto en las primeras horas del día porque el aire, y la superficie sobre la cual se está colocando el material, están todavía fríos. La temperatura también deberá revisarse cuando la mezcla aparezca fría o cuando la primera compactadora se este quedando atrás.

La temperatura de la carpeta se toma al introducir el vástago de un termómetro hasta la mitad de su espesor. La mezcla debe ser apisonada, con el pie, contra el vástago del termómetro.

5.7.B Apariencia de la Superficie del Pavimento

5.7.B.1 Textura Superficial - La textura de la carpeta deberá ser uniformemente densa, tanto en el sentido transversal como en el sentido longitudinal.

Si se observa una textura abierta, o un desgarre de la mezcla, al comenzar la operación del día, puede deberse a un calentamiento insuficiente del enrasador. Si aparece un desgarre de la mezcla debajo de las extensiones del enrasador, deberá revisarse el alineamiento de la extensión y las barras apisonadoras y los vibradores.

Cuando una inspección de la carpeta revele una segregación de la mezcla, deberá determinarse la causa y deberán efectuarse, inmediatamente, las correcciones necesarias.

- **Desgarre o Rasgado**

El desgarre ocurre con frecuencia en una mezcla que está demasiado fría, y que aparece abierta y gruesa. El desgarre y el rasgado también ocurren debido a un ajuste inadecuado de un asfáltador equipada con barra apisonadora en la unidad del enrasador.

- **Irregularidades en la Textura**

Una mezcla que contenga demasiada humedad no podrá colocarse correctamente y tendrá la apariencia de una mezcla fría o de una mezcla con demasiado asfalto. Además de presentar un posible desgarre, este tipo de mezcla presentará burbujeo y ampollamiento.

5.7.B.2 Lisura de la Superficie - La lisura del pavimento se ve afectada desfavorablemente por la falta de uniformidad en las operaciones de pavimentación, las gradaciones incorrectas de agregado, las variaciones de velocidad de la pavimentadora, la operación incorrecta de los camiones, y las prácticas deficientes de construcción de juntas.

- **Falta de Uniformidad**

La interrupción del asfáltador puede causar asperezas en el pavimento. Cada vez que se detiene la pavimentadora, existe la posibilidad de que el enrasador deje una marca en la superficie de la carpeta. Si el enrasador se asienta dentro de la mezcla, el sensor automático actúa como si la pavimentadora estuviera pasando por una depresión. Por consiguiente, el enrasador comienza a colocar una carpeta gruesa cuando la pavimentadora reanuda la marcha. Esto continúa hasta que el sensor se da cuenta del espesor excesivo y entonces disminuye la pendiente del enrasador. Esto crea una depresión hasta que el enrasador se vuelve a nivelar, lo cual ocurre aproximadamente a 9 metros (30 pies) de donde el enrasador se detuvo.

Los pavimentos ásperos también son el resultado de cambios en la cantidad de material depositado en frente del enrasador. El enrasador bajará de nivel si no hay suficiente material en frente; y viceversa.

- *Granulometría Incorrecta de Agregado*

Un exceso de agregado grueso puede resultar en una mezcla áspera, la cual produce una superficie desigual de textura áspera. El exceso de finos en la mezcla puede causar una estabilidad baja, permitiendo que se formen ondulaciones en la superficie.

5.7.C Pendiente de la calzada.

Si el centro de la carpeta presenta una textura abierta, o rasgada, detrás del asfaltador, se deberá colocar más pendiente de avance en el borde delantero del enrasador. Esto fuerza más mezcla hacia la parte central del enrasador, lo cual cierra la textura. Si el desgarre de la mezcla ocurre en el borde exterior, puede ser que haya demasiada pendiente en el borde de avance, forzando demasiado material hacia el centro y muy poco hacia los bordes. En este caso, se debe reducir ligeramente la pendiente de centro para poder distribuir más material hacia los bordes y así poder producir una carpeta uniforme.

5.7.D Geometría de la Vía

La geometría de una vía se refiere al tamaño y forma física del pavimento terminado, incluyendo la rasante longitudinal, la rasante transversal, el alineamiento, la pendiente, y el espesor. La revisión de la geometría del pavimento comienza por conocer la sección típica de los planos del pavimento. Todas las mediciones deben ser comparadas con los planos para determinar si el tamaño y la forma del pavimento son, o no, aceptables.

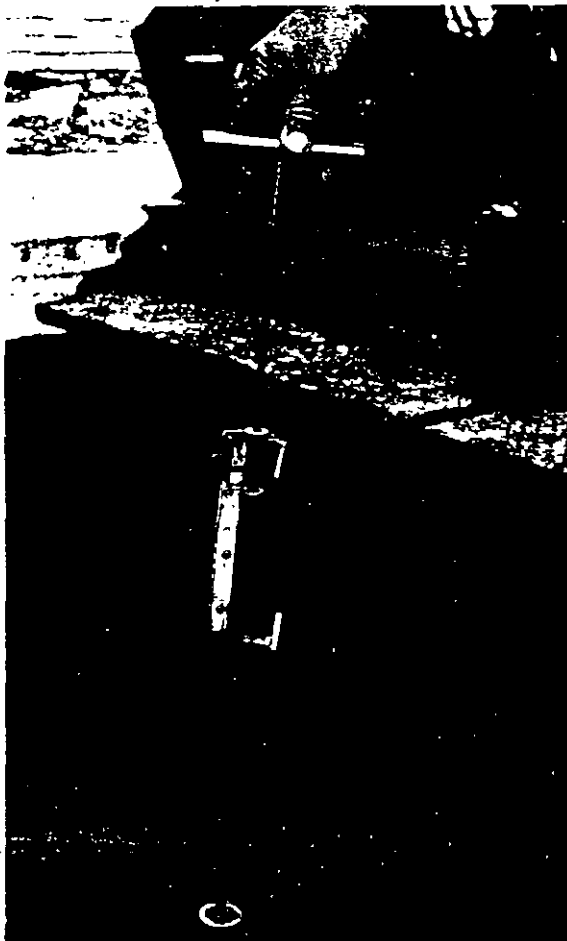


Figura 5.21 - Revisando el Espesor de la Carpeta con un Medidor de Profundidad.

La rasante longitudinal, la rasante transversal, y el alineamiento, pueden revisarse usando líneas de cuerda, reglas rectas, y cinta para medir; así como niveles topográficos; utilizando marcadores de rasante y elevación como puntos de referencia.

El espesor del pavimento se debe medir antes y después de la compactación para poder determinar la diferencia en espesor debido a la compactación. Antes de la compactación se puede revisar el espesor usando un medidor de profundidad (Figura 5.21), o extendiendo una regla recta sobre el borde de la carpeta y midiendo la distancia entre la regla y la base.

Después de la compactación, se puede repetir la medición de espesor usando la regla recta. También se pueden extraer núcleos de la mezcla compactada de pavimento para efectuar pruebas y hacer mediciones (Figura 5.22). Generalmente, es más fácil medir el espesor de la carpeta usando este último método (Figura 5.23).

5.7.E Juntas

Las juntas de pavimento son costuras entre carpetas adyacentes. Existen dos tipos de juntas de pavimento: juntas transversales y juntas longitudinales.

5.7.E.1 Juntas Transversales - Una junta transversal ocurre en cualquier sitio donde el asfaltador cesa de operar y luego reanuda la marcha después de cierto tiempo. Una junta transversal mal construida aparece como un abultamiento pronunciado en el pavimento. En consecuencia, el inspector debe estar siempre atento en la construcción de la junta transversal, para asegurar que se haga correctamente. Los errores de construcción en las juntas transversales solamente pueden corregirse mientras la mezcla todavía está caliente y manejable. No se pueden dejar pasar horas sin hacer algo, debido a que si la mezcla se enfría, se debe cortar y reemplazar la junta para hacer cualquier corrección.

Las juntas transversales son construidas en dos pasos: (1) cuando se está terminando el primer carril o ancho de pavimento al concluir el trabajo, y (2) cuando se están reanudando las operaciones de pavimentación después de cierto tiempo.

• Terminando un Carril

La carpeta de pavimento debe ser cortada verticalmente, cuando terminan las operaciones de pavimentación al final del día, para que otra capa completa pueda ser colocada, en ángulo recto, contra la carpeta. Este requisito puede cumplirse usando el siguiente procedimiento:

- (1) La pavimentadora se pone en el engranaje de baja velocidad cuando está colocando la última carga del día, y a medida que se acerca al lugar de la junta propuesta.
- (2) La pavimentadora se detiene cuando la cantidad de material en la cámara del enrasador disminuye por debajo del nivel normal de operación, a medida que la tolva es vaciada.
- (3) El enrasador es elevado y luego la pavimentadora es retirada.
- (4) La mezcla asfáltica en caliente es luego paleada fuera del extremo de la carpeta para dejar un borde vertical limpio.
- (5) Un tablón, o papel grueso de envolver, se coloca a lo largo del borde como se muestra en la Figura 5.24.
- (6) El material que fue paleado, en el paso (4), se vuelve a colocar para formar un ahusamiento o chaflán protector.

Figura 5.22 - Extracción de Núcleos de Muestra del Pavimento Terminado.

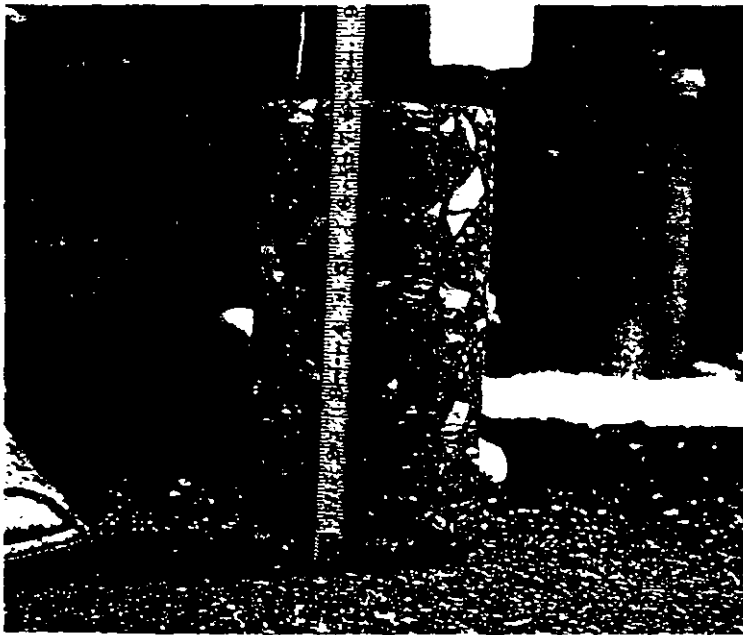
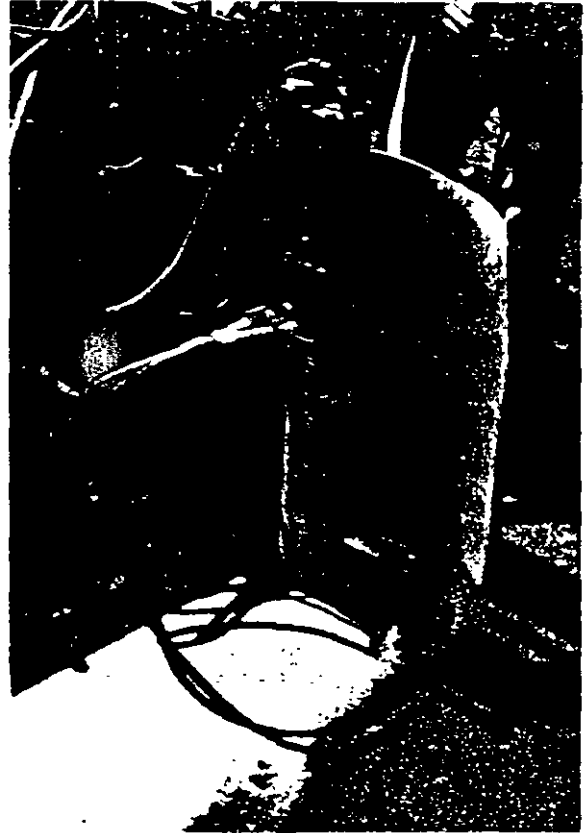


Figura 5.23 - Midiendo el Espesor de la Carpeta en el Núcleo.

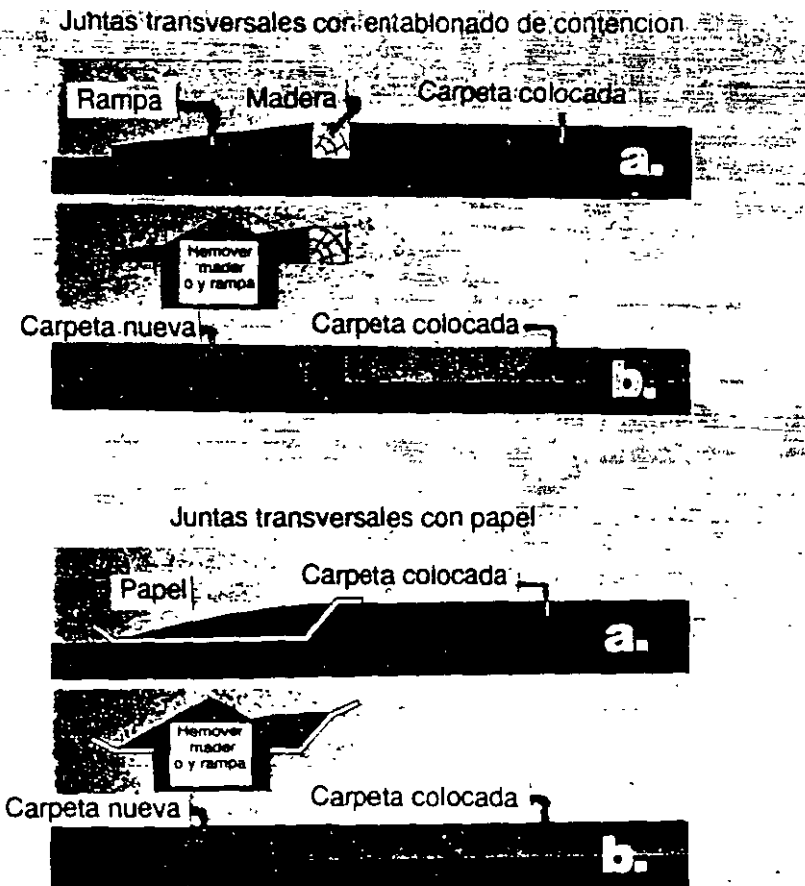


Figura 5.24 - Papel Grueso de Envolver (A) o Tablón (B) para formar Junta Transversal.

• *Reanudación de las Operaciones de Pavimentación*

El procedimiento siguiente debe ser usado para formar una junta transversal adecuada cuando la pavimentación se vaya a reanudar:

- (1) El material que forma parte del ahuesamiento es removido junto con el tablón o papel.
- (2) Una regla recta es usada para revisar la rasante longitudinal de la carpeta. Es posible que los últimos metros de carpeta muestren un adelgazamiento debido a que el asfaltador estaba escaso de material en estos últimos metros. Si este es el caso, se debe cortar un borde transversal nuevo justo detrás de donde comienza a adelgazarse la carpeta.
- (3) Se aplica material de liga a la cara vertical del borde de la carpeta.
- (4) Se retrocede la pavimentadora hasta el borde de la carpeta y se deja descansar el enrasador sobre la misma.
- (5) El enrasador es calentado mientras descansa sobre la carpeta. Esto también proporciona algo de calor al material del borde de la carpeta.
- (6) El enrasador caliente se eleva y luego se colocan planchas de relleno debajo de sus extremos. Estas planchas deben ser tan gruesas como la diferencia entre la carpeta sin compactar y la carpeta compactada.

- (7) El camión con la primera carga de mezcla es retrocede cuidadosamente hasta la tolva. Es importante, durante la descarga de la mezcla, que el camión no golpee la pavimentadora, haciendo que este se mueva.
- (8) La pavimentadora comienza hacia adelante en marcha lenta.
- (9) Una vez la pavimentadora se ha movido lo suficiente, se procede a limpiar el exceso de mezcla caliente de la superficie de la carpeta, y se revisa el emparejamiento de la junta usando una regla recta.
- (10) Si la junta es adecuada, se rodilla transversalmente un ancho de 150 mm de mezcla, y luego se revisa la lisura de la junta. Si la lisura es satisfactoria, se procede a compactar transversalmente en incrementos de un ancho de 150 a 300 mm, hasta que el ancho completo de la compactadora se encuentre sobre la mezcla nueva. Si la regla recta revela una desigualdad en la junta, se deberá escarificar la superficie de la carpeta nueva mientras está todavía caliente y manejable. Es preferible efectuar esta escarificación usando un rastrillo de púas. Luego, el material sobrante puede ser removido, o puede añadirse material adicional si es el caso, para después compactar la junta. Durante la compactación se deberán colocar tirantes a lo largo de los extremos de la carpeta para prevenir que el rodillo aplanador dañe los bordes longitudinales.

5.7.E.2 Juntas Longitudinales - Las juntas longitudinales ocurren dondequiera que se coloquen carpetas, una al lado de otra. Existen dos tipos de juntas longitudinales: juntas calientes y juntas frías.

- *Juntas Calientes*

Las juntas calientes son formadas por dos pavimentadora trabajando en escalón. El enrasador de la pavimentadora de atrás esta ajustado para traslapar, de 25 a 50 mm, la carpeta de la pavimentadora delantera.

Las ventajas de una junta caliente consisten en que las dos carpetas terminan, automáticamente, con el mismo espesor; que la densidad a ambos lados de la junta es uniforme (los dos lados son compactados al mismo tiempo); y que las carpetas calientes forman una ligazón fuerte. La desventaja es que el tránsito no puede pasar por ninguno de los dos carriles por un tiempo determinado.

- *Juntas Frías*

En una junta fría, los carriles son colocados y compactados individualmente, uno después del otro. Se deben tener ciertas precauciones para garantizar una junta de buena calidad.

Si es necesario, se deberá barrer la base sobre la cual se va a colocar el carril compañero. Se debe aplicar material de liga al borde que va ser unido.

El enrasador de la pavimentadora deberá estar ajustado para superponer, de 25 a 50 mm, la primera carpeta. La elevación del enrasador sobre la superficie de la primera carpeta deberá ser igual a la cantidad de asentamiento (compactación) esperada en la colocación de la carpeta nueva.

El agregado grueso en el material que traslapa la junta fría deberá ser cuidadosamente removido y desechado. Esto deja solamente la porción fina de la mezcla, la cual será comprimida, energicamente, cuando la junta sea compactada.

5.8 RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO DE COLOCACION

Durante la construcción de una mezcla asfáltica en caliente, el inspector tiene la responsabilidad de ver que los planos y especificaciones del contrato se cumplan, y que el contratista tenga la oportunidad de efectuar su trabajo de la manera más económica posible. Todas las operaciones de pavimentación deberán ser precedidas por una reunión de construcción durante la cual se pueden discutir los detalles de la obra, y se pueden responder las dudas y las preguntas.

La mezcla en caliente se puede colocar sobre una subrasante, una base granular, un pavimento asfáltico o un pavimento de concreto de cemento Portland (PCC). En cualquier caso, la superficie deberá estar correctamente nivelada y libre de polvo y desechos sobrantes, antes de que comience la pavimentación. Los pavimentos de concreto asfáltico y concreto de cemento Portland deberán ser reparados antes de colocar una capa de refuerzo de mezcla en caliente. Antes de pavimentar, el inspector deberá revisar la rasante y el alineamiento de la superficie a ser revestida, para asegurar que todo concuerde con los planos y perfiles de la obra.

Los riegos de imprimación y los riegos de liga son aplicados por un distribuidor calibrado de asfalto, a una cantidad de flujo determinada por la cantidad de asfalto proveniente del tanque, y por la velocidad del distribuidor. En todas las operaciones de colocación de riegos de imprimación y de liga se deberán mantener temperaturas correctas de rociado.

La máquina de pavimentación esta conformada por dos unidades principales: la unidad del tractor y la unidad del enrasador. La unidad del tractor incluye una planta motriz y todos los sistemas de control para darle potencia a los sistemas del asfaltador. La unidad del enrasador coloca la carpeta de mezcla en caliente, y posee controles para regular su espesor.

El inspector deberá estar familiarizado con los diferentes tipos de enrasadores y de controles, y deberá estar consciente de la importancia de la uniformidad y el balance de todas las operaciones de pavimentación.

Durante la entrega de mezcla en caliente, el inspector debe recoger y revisar los boletos de carga, y debe mantener registros detallados de todas las entregas. Adicionalmente, el inspector deberá revisar la producción del asfaltador mediante cálculos basados en los pesos de las cargas que aparecen en los boletos.

El inspector deberá revisar la temperatura y la calidad de cada carga entregada en la obra, y deberá mantener registros de estos datos. Además, deberá inspeccionar la carpeta detrás de la pavimentadora, revisando detalles como la textura y lisura superficial, la geometría, la consistencia, y las juntas transversales y longitudinales.

2.11. Compactación de Asfaltos.

Para el presente módulo, se definió una serie de documentos técnicos editados por diversas agencias y profesionales, en los cuales, se abordan de manera objetiva cada uno de los aspectos de interés para ser tratados en el:

Capítulo 6 del documento denominado "**Principios de Construcción de Pavimentos de Mezcla Asfáltica en Caliente**", formulado y editado por el Instituto del Asfalto de la Unión Americana (Serie de Manuales Núm. 22 MS-22).

En esta sección se tratarán los antecedentes de la compactación de las mezclas asfálticas, los fundamentos de la compactación, los diferentes tipos de compactadores y sus características de operación, el procedimiento de compactación y los requisitos de aprobación y verificación del pavimento.

CAPITULO 6

COMPACTACION

6.1 OBJETIVOS DEL INSPECTOR

Al concluir este capítulo del manual, el inspector deberá:

- Conocer los fundamentos del proceso de compactación.
- Estar familiarizado con el equipo normal de compactación.
- Distinguir las razones por las cuales las operaciones de compactación deben ser ajustadas para compensar las variaciones en las propiedades de la mezcla y en las condiciones ambientales.
- Conocer como se debe garantizar que un pavimento terminado cumpla con los requisitos de textura, rasante, y densidad.

6.2 INTRODUCCION

6.2.A Antecedentes

La compactación es un proceso que consiste en comprimir un volumen dado, de mezcla asfáltica en caliente, en uno más pequeño. Esto se consigue al comprimir las partículas de agregado, revestidas de asfalto, eliminando así la mayoría de los vacíos (espacios) en la mezcla, y aumentando la densidad (proporción de peso a volumen) de la misma. Se considera que la compactación ha sido exitosa cuando la carpeta terminada tiene contenidos óptimos de vacíos y de densidad.

La necesidad de compactar un pavimento hasta lograr su densidad óptima puede entenderse mejor si se advierten los efectos del agua, el aire, y el tránsito en una mezcla subcompactada. Los vacíos en una mezcla subcompactada tienden a estar interconectados y permiten la penetración de aire y agua a través del pavimento. El aire y el agua contienen oxígeno, el cual oxida el ligante asfáltico en la mezcla, causando que esta se vuelva frágil. En consecuencia, el pavimento no podrá resistir las deformaciones repetidas causadas por el tránsito, lo cual conducirá a su falla. Por otro lado, la presencia interna de agua, a temperaturas bajo cero, puede causar una falla prematura en el pavimento como resultado de la expansión del agua congelada.

Un pavimento que no ha sido compactado correctamente durante la construcción presentará huellas o surcos a causa de la canalización del tránsito. Además, si no se dejan suficientes vacíos en la mezcla compactada, entonces el pavimento presentará afloramiento, y tenderá a volverse inestable debido a la reducción del contenido de vacíos causada por el tránsito y por la expansión térmica del asfalto. El contenido óptimo de vacíos, en un pavimento recién construido, es de 8 por ciento o menos para mezclas densamente gradadas. En este nivel, los vacíos no están, generalmente, interconectados. La Figura 6.1 es una representación gráfica del efecto de los vacíos sobre la durabilidad del pavimento. Cuando el contenido de vacíos es demasiado alto, el pavimento tiende a presentar desmoronamiento y desintegración. Cuando el contenido de vacíos es demasiado bajo, hay peligro que el pavimento presente afloramiento y se vuelva inestable.

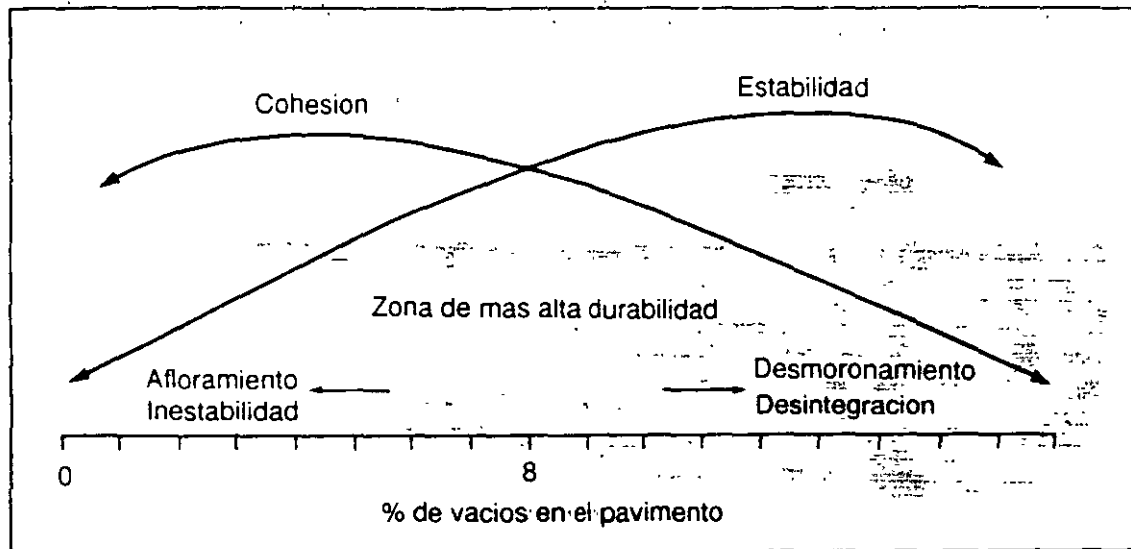


Figura 6.1 - Durabilidad del Pavimento versus Contenido de Vacíos.

La compactación logra dos objetivos importantes al comprimir las partículas de agregado. Estos son: la resistencia y la estabilidad de la mezcla. Adicionalmente, la compactación cierra los espacios a través de los cuales el agua y el aire pueden penetrar y causar un envejecimiento rápido, daños por congelación-deshielo, y desprendimiento.

6.2.B Descripción General

La compactación se efectúa usando cualquiera de los diferentes tipos de compactadores o aplanadores - vehículos que con su peso, o con fuerzas dinámicas, compactan la carpeta de pavimento, al transitar sobre ella en un patrón específico.

La compactación está dirigida a producir una carpeta con una densidad específica (densidad de referencia). La densidad del pavimento se mide usando uno de los métodos descritos en la Sección 6.6.

Aunque el proceso de compactación parece ser simple y claro, es en realidad un procedimiento que requiere de la habilidad y conocimientos del operador y del inspector. Ambos deben tener un entendimiento completo de la mecánica de la compactación y de los factores que afectan los esfuerzos de compactación.

6.2.C Responsabilidades del Inspector

La compactación es la etapa final de las operaciones de pavimentación de mezclas asfálticas en caliente. Es la etapa en la cual se desarrolla la resistencia total de la mezcla y en donde se establecen la lisura y textura de la carpeta. En consecuencia, durante el proceso de compactación, el inspector debe estar alerta.

El inspector, además de mantener registros precisos y detallados, y de observar la seguridad de la operación, debe asegurar que la compactación se efectúe correctamente y que el pavimento terminado cumpla con todas las especificaciones. Para lograr esto, el inspector debe conocer

todo el procedimiento de compactación y conocer el equipo utilizado. El inspector debe tomar muestras de la carpeta compactada, o lecturas con instrumentos especiales, para determinar la densidad, la tolerancia, y la lisura de la mezcla.

6.3. FUNDAMENTOS DE LA COMPACTACION

6.3.A Mecánica de la Compactación

La mecánica de la compactación involucra tres tipos de fuerzas actuantes durante el proceso compactación. Estas son: las fuerzas de compresión de los rodillos, las fuerzas en la mezcla que resisten las fuerzas de los rodillos, y las fuerzas de soporte proporcionadas por la superficie que se encuentra debajo de la carpeta. La compactación y la densidad pueden obtenerse solamente cuando la mezcla logra ser confinada adecuadamente.

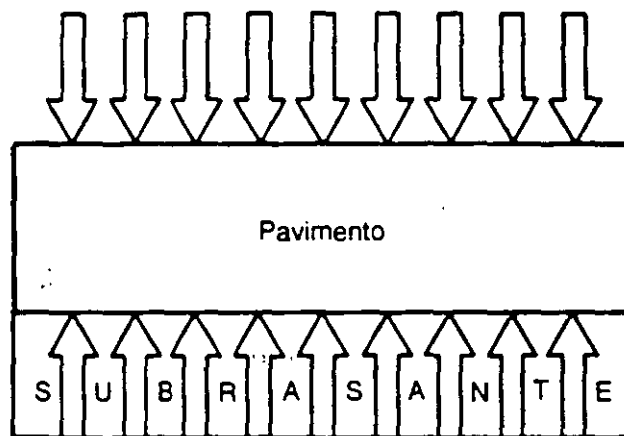


Figura 6.2 - Fuerzas Activas Durante la Compactación.

Para que ocurra la compactación, la fuerza de compresión del rodillo, asociada con las fuerzas opuestas proporcionadas por la superficie debajo de la carpeta, debe vencer las fuerzas resistentes de la carpeta. La Figura 6.2 ilustra este concepto.

La fuerza de compresión de los rodillos proviene del peso de los rodillos, o de una combinación de peso y energía dinámica de los rodillos.

Las fuerzas de soporte de la capa inferior provienen de la estabilidad y firmeza de la misma. Igualmente, las fuerzas resistentes de la mezcla provienen de la fricción entre partículas de agregado, y de la viscosidad del asfalto. Estas fuerzas resistentes aumentan a medida que la densidad aumenta mientras la mezcla se enfría. Cuando la densidad y la temperatura de la mezcla alcanzan el punto en donde las fuerzas resistentes de la mezcla igualan la fuerza compresiva de los rodillos y las fuerzas resistentes de la capa inferior, se logra un equilibrio y se completa el proceso de compactación.

6.3.B Factores que Afectan la Compactación

Los factores que afectan la compactación pueden dividirse en tres clases:

- Propiedades de la mezcla.
- Condiciones ambientales.
- Espesor de la capa.

6.3.B.1 Propiedades de la Mezcla - Ciertas propiedades del asfalto y el agregado tienen un efecto pronunciado sobre la trabajabilidad de la mezcla, a diferentes temperaturas. Estas propiedades, así como la temperatura de la mezcla en la compactación, deben tenerse en cuenta cuando se selecciona un procedimiento de compactación.

• Agregado

La granulometría, la textura superficial, y la angulosidad del agregado son las principales características que afectan la trabajabilidad de la mezcla. A medida que aumenta el tamaño máximo de agregado, o el porcentaje de agregados gruesos en la mezcla, la trabajabilidad disminuye, y por consiguiente se requiere un mayor esfuerzo de compactación para obtener la densidad de referencia. Igualmente, una textura superficial áspera en el agregado, en vez de una textura lisa y vidriosa, resulta en una mezcla más estable y requiere de un mayor esfuerzo de compactación. Las mezclas producidas con grava son, frecuentemente, más trabajables que las producidas con piedra de cantera.

Las arenas naturales son añadidas a las mezclas, con frecuencia, para buscar economía. Una mezcla con demasiada arena, especialmente en los tamaños medianos (alrededor del tamiz de 0.60 mm (No. 30)), puede resultar en una mezcla con alta trabajabilidad pero poca estabilidad. Estas mezclas son fácilmente sobreesforzadas por los rodillos; como también por el exceso de pasadas del rodillo. Frecuentemente, estas mezclas son susceptibles a desgarrarse y deformarse bajo el tránsito, aún después de varias semanas de haber sido compactadas.

El contenido de finos o relleno mineral en la mezcla también afectará el proceso de compactación. La combinación de relleno mineral y asfalto proporciona la fuerza ligante en los pavimentos de mezcla en caliente; por consiguiente, la mezcla debe tener suficientes finos para que se combinen con el asfalto y puedan producir la cohesión necesaria cuando la mezcla se enfría. La adición de relleno mineral ayudará a compensar las propiedades desfavorables de las mezclas que contienen demasiada arena. Por otro lado, si la mezcla contiene demasiados finos, se volverá "gomosa" y será muy difícil de compactar.

• Asfalto

A temperatura ambiente el asfalto es virtualmente sólido, mientras que a temperaturas entre 120 y 150°C (250 a 300°F) es completamente fluido. Para que una mezcla pueda ser compactada correctamente, el asfalto debe tener suficiente fluidez para permitir que las partículas de agregado se muevan unas respecto a otras. En efecto, el asfalto trabaja como un lubricante durante la compactación. A medida que la mezcla se enfría, el asfalto pierde su fluidez (se vuelve más viscoso). Es así como a temperaturas por debajo de 85°C (185°F), el asfalto, en combinación con los finos de la mezcla, comienza a ligar firmemente las partículas de agregado. En consecuencia, la compactación de la mezcla se hace extremadamente difícil cuando se ha enfriado por debajo de 85°C.

La viscosidad del asfalto está determinada por el grado de asfalto usado, y por la temperatura a la cual se produce la mezcla. Un asfalto de alta viscosidad puede requerir una temperatura ligeramente mayor de compactación y/o un mayor esfuerzo de compactación, siempre y cuando todos los demás factores permanezcan constantes.

La trabajabilidad también está afectada por la cantidad de asfalto en la mezcla. A medida que aumenta el contenido de asfalto, el espesor de la película de asfalto sobre las partículas de agregado también aumenta. Este aumento de espesor de película aumenta, a su vez, el efecto lubricante del asfalto a las temperaturas de compactación, y hasta cierto punto hace que la compactación sea más fácil de efectuar.

- *Temperatura de Mezclado*

La temperatura a la cual una mezcla asfáltica es producida afecta la facilidad de la compactación y el tiempo que le toma a la mezcla para enfriarse hasta 85°C - la temperatura mínima a la cual todavía puede haber densificación. Hasta cierto nivel, entre más caliente esté la mezcla, más fluido será el asfalto y menos resistente será la mezcla bajo la compactación. El límite superior para la temperatura de la mezcla es de aproximadamente 163°C (325°F). Las temperaturas más altas pueden dañar el asfalto. La mejor temperatura para empezar a compactar la mezcla, dentro del margen de temperaturas de 163 a 85°C (325 a 185°F), es la máxima temperatura a la cual la mezcla puede resistir el rodillo sin desplazarse horizontalmente.

En el momento de colocación, la temperatura de la mezcla es uniforme a través del espesor de la carpeta. Sin embargo, las superficies superior e inferior se enfrían más rápido que el interior debido a que están en contacto con el ambiente y la subrasante, las cuales se encuentran a una temperatura menor.

El cuarteado por calor es un fenómeno común que ocurre durante la compactación de mezclas de concreto asfáltico, particularmente cuando la mezcla se coloca en capas delgadas. La Figura 6.3 muestra una vista lateral del cuarteado por calor en la compactación de una mezcla. El cuarteado por calor ocurre más frecuentemente cuando la rueda de dirección de la compactadora está en frente, en la dirección de la trayectoria, durante la primera pasada. Las flechas horizontales, mostradas en la figura, entre la superficie de la mezcla y la línea punteada, representan el empuje horizontal de la rueda de dirección. La curva a la derecha de la figura representa el perfil de temperatura en una capa de aproximadamente 50 mm (2 pulgadas) de espesor. La temperatura en la superficie es de 121°C (250°F). La temperatura en el punto medio es de 143°C (290°F), mientras que la temperatura en la parte inferior de la capa está entre 121 y 127°C (250 y 260°F).

La ilustración muestra la razón más común por la que se produce el cuarteo por calor. La rueda de dirección se ha hundido cierta profundidad dentro de la mezcla y está ejerciendo un empuje horizontal que debe ser resistido por la misma mezcla. Puesto que la mezcla está más caliente en el punto medio, entonces la viscosidad del asfalto es menor en este punto que en la superficie. La mezcla tiende, entonces, a moverse horizontalmente a cierta profundidad (marcada con línea punteada en la figura), debido a la fuerza horizontal de la rueda. Esto significa que la mezcla en la superficie también se debe desplazar, pero esta responde con un cuarteado puesto que está más firme, debido a que se encuentra a una temperatura menor. Este mecanismo resulta en lo que se conoce como grietas de pelo, las cuales se extienden hasta el nivel en donde está ocurriendo el movimiento horizontal de la mezcla (generalmente de 9.5 a 12.5 mm (3/8 a 1/2 pulgada) de profundidad). Estas grietas están representadas en la figura por las líneas verticales mostradas detrás del tambor del rodillo.

La Figura 6.4 muestra una vista de planta de las grietas de pelo. Estas tienen, por lo general, un largo de 75 a 100 mm (3 a 4 pulgadas), y están aisladas unas de otras. Si estuvieran conectadas y extendidas formarían una media luna como la que se muestra en la figura. Las grietas en forma de media luna, en la mezcla, son típicas de un movimiento de deslizamiento. Esto es exactamente lo que sucede debajo de un rodillo de compactación cuando se presenta un cuarteo por calor. En este caso el plano de deslizamiento está representado por la línea punteada de la Figura 6.3. Como en cualquier tipo de falla por deslizamiento, la media luna se abre en la

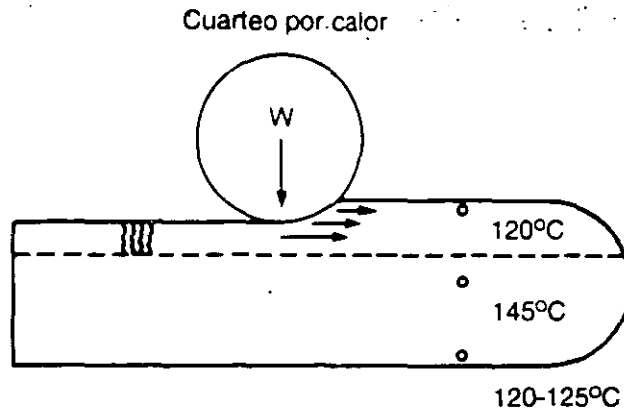


Figura 6.3 - Cuarteo por Calor (Vista Lateral).



Figura 6.4 - Cuarteo por Calor (Vista de Planta).

dirección de las fuerzas que causan el deslizamiento. En el caso del cuarteo por calor, el patrón de grietas de pelo se abre, usualmente, en la dirección de la compactación, cuando la rueda de dirección se encuentra por delante.

El patrón de grietas mostrado para el cuarteo por calor también puede ocurrir cuando el plano de deslizamiento se encuentra a una profundidad mayor, como es el caso de la superficie sobre la cual se coloca la carpeta. En este caso, las grietas tienen la misma forma. Sin embargo, estas son más largas, se abren más (6 a 25 mm), y se extienden a través de la mezcla hasta el nivel del movimiento horizontal.

Es muy raro el caso cuando ocurre cuarteo por calor debajo de la rueda impulsora de un rodillo de acero. Casi siempre ocurre debajo de la rueda de dirección. Los rodillos de ruedas de acero no deberán tener balastos en la rueda de dirección. Cuanto más peso tenga la rueda pequeña, más se hundirá dentro de la mezcla, resultando en un aumento de la fuerza horizontal que está siendo transmitida durante la compactación. Este aumento de fuerza horizontal ocasionará, muy probablemente, cuarteo por calor, u otro tipo de falla por deslizamiento.

6.3.B.2 Efectos Ambientales - Como se explicó anteriormente, la velocidad a la cual se enfría la mezcla afecta la duración de tiempo durante el cual se puede, y se debe, lograr la densidad deseada. La temperatura ambiental, la humedad, el viento, y la temperatura de la superficie

debajo de la mezcla afectan la velocidad de enfriamiento. Las temperaturas ambientales frías, la humedad alta, los vientos fuertes, y las superficies frías acortan el tiempo durante el cual se debe efectuar la compactación. Además, estos factores pueden hacer más difícil la compactación.

6.3.B.3 Espesor de Capa - En general, es más fácil lograr la densidad de referencia con capas gruesas de concreto asfáltico que con capas delgadas. Esto se debe a que entre más gruesa sea la carpeta, más tiempo demora en enfriarse, y por lo tanto, hay más tiempo para lograr una compactación adecuada. Este hecho puede usarse ventajosamente para colocar capas de mezclas con alta estabilidad que sean difíciles de compactar, o cuando es necesario pavimentar bajo condiciones ambientales que causen enfriamiento rápidos en capas delgadas.

Por otro lado, un aumento en el espesor de la capa permite que las temperaturas de la mezcla sean más bajas debido a la disminución en la velocidad de enfriamiento.

6.4. COMPACTADORES

Normalmente se requieren compactadoras automotrices para la compactación de mezclas de concreto asfáltico. No se deben usar compactadoras tipo remolque, pero se pueden usar compactadoras de mano o placas vibratorias en las áreas que sean inaccesibles a las compactadoras grandes. Las compactadoras automotrices típicas abarcan los tres tipos siguientes:

- Tándem de ruedas de acero.
- Ruedas neumáticas.
- Vibratoria.

Todo tipo de compactadora debe ser inspeccionada antes de ser usada en la obra para verificar que se encuentre en buena condición mecánica. Cuando sea de importancia, se deben revisar los siguientes detalles:

- Peso total de la compactadora.
- Peso por unidad de ancho (para compactadora de ruedas de acero).
- Esfuerzo promedio de contacto (compactadoras neumáticas).

A continuación se presentan detalles referentes al uso y la inspección de cada uno de los diferentes tipos de compactadoras.

6.4.A Compactadoras Tándem de Ruedas de Acero

6.4.A.1 Descripción - Las compactadoras tándem de ruedas de acero tienen ruedas o rodillos de acero, generalmente montados sobre dos ejes tándem, como se muestra en la Figura 6.5. Típicamente, estas compactadoras varían en peso desde 3 hasta 14 toneladas, y a veces más. En casi todas se pueden añadir balastos a las ruedas con el fin de aumentar el peso. Para la construcción de calles, carreteras y pavimentos de tráfico denso se requiere como mínimo un peso bruto de 10 toneladas. Este tipo de compactadoras puede usarse para la primera pasada, la compactación intermedia, y la compactación final (últimas pasadas). Para estas últimas pasadas se requiere un peso bruto mínimo de 8 a 10 toneladas.

El rodillo compactador (rodillo impulsor) de las compactadoras tándem de ruedas de acero debe impartir, como mínimo, 4500 kilogramos por metro lineal de ancho (250 libras por pulgada lineal) cuando es usado en la primera pasada, o en la compactación intermedia.

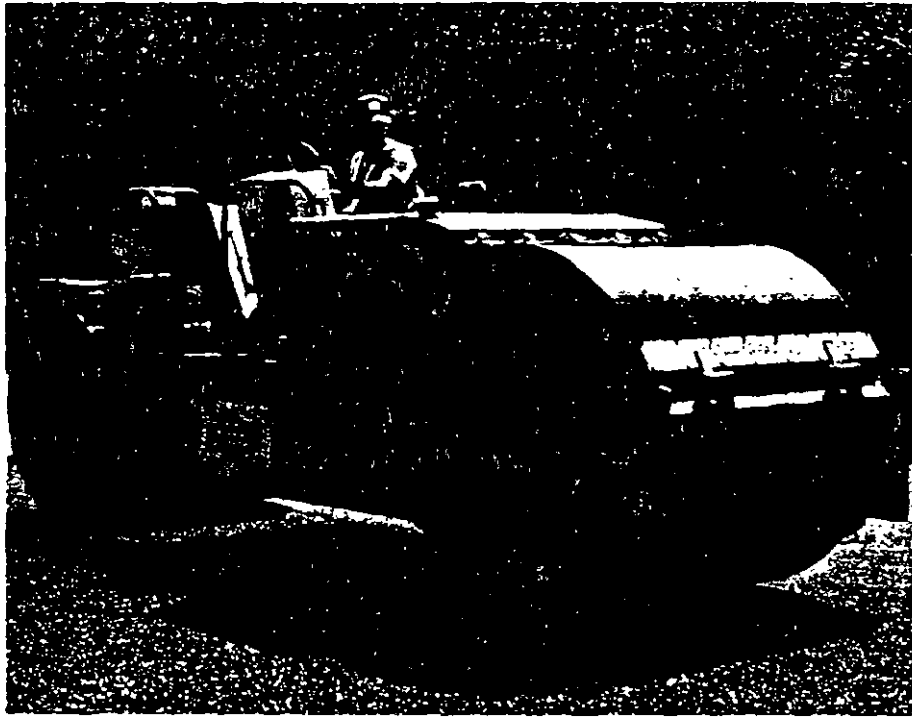


Figura 6.5 - Compactadora Tándem de Ruedas de Acero.

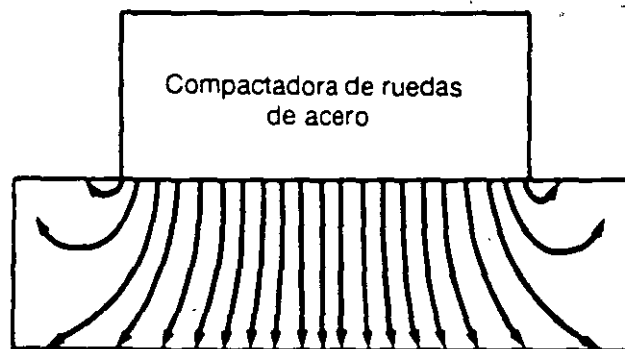


Figura 6.6 - Fuerza Ejercida sobre la Carpeta por los Rodillos de Acero.

Los bordes de las ruedas de acero deberán revisarse, usando una regla recta de metal, para ver si presentan desgaste. No se deberá usar la compactadora si los rodillos están picados o presentan surcos. Las raederas (mantienen limpios los rodillos) y las almohadillas húmedas (mantienen húmedos los rodillos para que no recojan asfalto durante la compactación) deberán reemplazarse si presentan un desgaste excesivo.

6.4.A.2 Principios de Operación - La Figura 6.6 ilustra la fuerza ejercida por una compactadora de acero sobre una mezcla de concreto asfáltico cuando la superficie debajo de la mezcla esta firme. Las flechas indican la dirección de las líneas de fuerza a través de la carpeta.

Note que las líneas de fuerza se extienden a través de la carpeta hasta la capa inmediatamente inferior. Esta capa firme inferior ejerce una fuerza igual y opuesta. Por consiguiente, la mezcla entre la compactadora y la capa inferior es compactada por las dos fuerzas iguales y opuestas.

Sin embargo, las líneas de fuerza en los bordes del rodillo siguen una trayectoria circular hacia la superficie de la carpeta, donde no hay fuerzas opuestas. La única resistencia, a lo largo de estas líneas de fuerza, proviene de la resistencia interna de la mezcla. Por consiguiente, la compactadora debe traslapar las pasadas anteriores con nuevas pasadas, debido a que la falta de confinamiento en los bordes del rodillo produce una densidad inadecuada en estas áreas de la carpeta. Por lo tanto, la compactación se completa por la interacción de las fuerzas provenientes del rodillo, la capa inferior, y el confinamiento lateral de la mezcla compactada.

La orientación de la compactadora es crítica, especialmente durante la compactación inicial. La dirección del recorrido de la compactadora debe ser tal que la rueda impulsora pase primero sobre la mezcla sin compactar.

La Figura 6.7 ilustra el uso correcto de una compactadora tándem de ruedas de acero. La rueda impulsora está por delante de la rueda de dirección, en la dirección del recorrido de la compactadora. Puede observarse que hay una fuerza vertical hacia abajo causada por el peso de la rueda (W). Por otro lado, las flechas concéntricas con la rueda representan la fuerza de rotación en la rueda (R), la cual es transmitida a la mezcla a medida que el rodillo es impulsado. Esta fuerza concéntrica tiende a mover la mezcla debajo del rodillo en vez de empujarla hacia fuera. La resultante de estas fuerzas (W y R) se aproxima más, en la rueda impulsora, a una fuerza vertical, que la resultante de las fuerzas en la rueda del timón.

La Figura 6.8 ilustra el uso incorrecto de una compactadora tándem de ruedas de acero. La rueda de dirección está al frente, en la dirección del recorrido de la compactadora. Este puede ser un error grave con algunas mezclas, especialmente durante la primera pasada de compactación. Debido a que la rueda de dirección es una rueda "muerta", sin fuerza automotriz, tiene una tendencia a empujar la mezcla hacia fuera, causando una ondulación por delante de la rueda. Un análisis interno de la mezcla revela dos fuerzas. Una de ellas es una fuerza vertical hacia abajo, y la otra es una fuerza horizontal hacia delante. La fuerza más importante, para lograr una compactación adecuada de la mezcla, es la fuerza vertical. Es esta la que proporciona el movimiento deseado de las partículas de agregado. La fuerza horizontal produce muy poca (si alguna) densificación. De hecho, el movimiento horizontal de la mezcla puede ocasionar una reducción de densidad.

Existen otras razones por las que la rueda impulsora debe estar sobre la mezcla por delante de la rueda de dirección; especialmente durante la primera pasada de la compactadora. La rueda impulsora compacta la mezcla con una superficie de contacto más plana, debido a que tiene un diámetro mayor. Por lo tanto, la fuerza horizontal de la rueda es minimizada. Además, este diámetro mayor de la rueda impulsora hace que esta se hunda menos en la mezcla. Este hecho también disminuye la componente horizontal de la fuerza. La rueda impulsora es la rueda más pesada, y es considerada la rueda de compactación. La primera pasada deberá hacerse con la rueda de compactación por delante de la rueda de dirección, debido a que el mejor momento para compactar una mezcla es cuando su resistencia es mínima, o sea cuando la mezcla se encuentra caliente.

El peso de la compactadora es transmitido a la mezcla a través de la presión de contacto ejercida bajo las ruedas. Por consiguiente, la presión de contacto no deberá sobrepasar la capacidad portante de la mezcla. Usualmente, las compactadoras más pesadas pueden ser usadas sobre mezclas más estables y gruesas, particularmente en las primeras pasadas. Para las mezclas menos estables será necesario usar compactadoras menos pesadas.

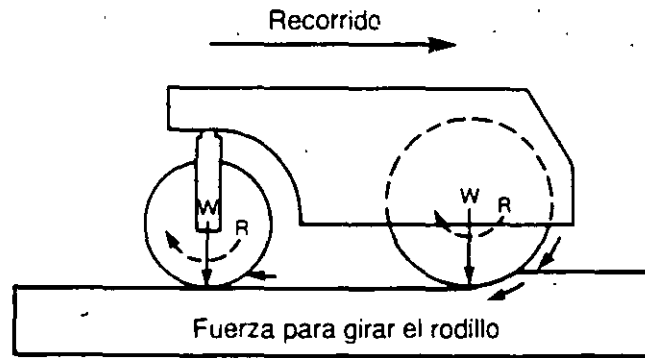


Figura 6.7 - Dirección Correcta del Recorrido de la Compactadora.

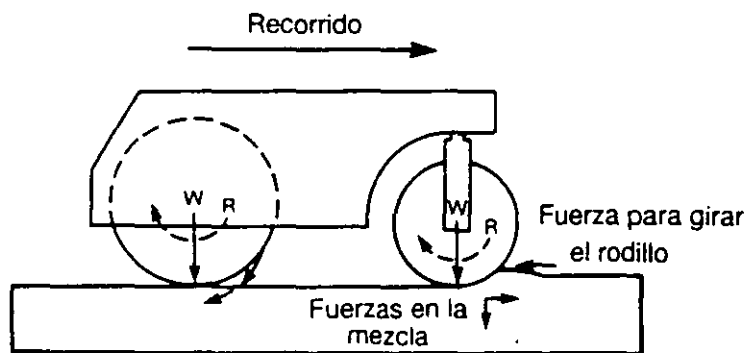


Figura 6.8 - Dirección Incorrecta del Recorrido de la Compactadora.

6.4.B Compactadoras de Ruedas Neumáticas

6.4.B.1 Descripción - Las compactadoras de ruedas neumáticas tienen ruedas de caucho en vez de ruedas o rodillos de acero. Generalmente poseen dos ejes tándem, con 3 o 4 ruedas en el eje delantero, y 4 o 5 ruedas en el eje trasero (Figura 6.9). Las ruedas, se mueven independientemente hacia arriba y hacia abajo.

Las compactadoras de ruedas neumáticas pueden cargar balasto (lastre) para ajustar el peso bruto total. Este balasto, dependiendo del tamaño y el tipo, puede variar entre 10 y 35 toneladas. Sin embargo, más importante que el peso bruto es el peso de cada rueda, el cual debe variar entre 1350 y 1600 kg. (3000 y 3500 lb.) si la compactadora va a ser usada para la primera pasada de compactación, o para la compactación intermedia.

Este tipo de compactadora puede estar equipada con ruedas de 380, 430, 510 o 610 mm (15, 17, 20, o 24 pulgadas) de diámetro. Durante la compactación las ruedas deben tener rodaduras lisas y deben estar infladas con la misma presión, permitiendo una variación máxima de 35 kPa (5 psi), para que puedan aplicar una presión uniforme durante la compactación.

6.4.B.2 Principios de Operación - Las compactadoras de ruedas neumáticas pueden ser usadas para dos tipos de compactación: para la primera pasada de compactación y la compactación intermedia, y para el acondicionamiento final de la superficie. Los dos procesos son diferentes y requieren de diferentes procedimientos de operación.

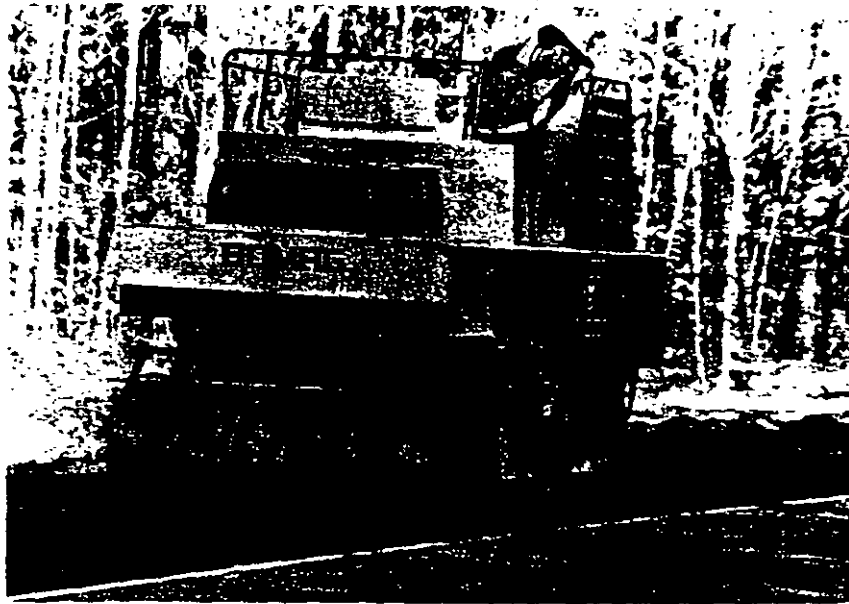


Figura 6.9 - Compactadora Típica de Ruedas Neumáticas.

La Figura 6.10 ilustra las fuerzas ejercidas por la rueda neumática de la compactadora cuando esta es usada para la primera compactación y la compactación intermedia. Las flechas indican las líneas típicas de fuerza dentro de la carpeta.

Cuando se usan compactadoras de ruedas neumáticas, la mezcla que esta siendo compactada debe estar adecuadamente confinada, como en el caso de las compactadoras de ruedas de acero, para poder obtener una correcta densificación. Además, es muy importante tener una resistencia uniforme en la capa inferior, cuando se usan ruedas neumáticas, debido a que las ruedas individuales pueden ejercer fuerzas grandes sobre pequeñas áreas de poca resistencia - áreas que los tambores anchos de acero rígido tienden a salvar con puente.

Durante la primera pasada, la compactadora de ruedas neumáticas produce muy poco movimiento horizontal de la mezcla en la dirección del recorrido. Esto se debe al hecho de que cada rueda se aplana ligeramente a medida que pasa sobre la mezcla, lo cual permite que casi toda la fuerza de compactación sea aplicada sobre la carpeta en el sentido vertical. El movimiento horizontal de la mezcla en la dirección del recorrido solo ocurre si el diámetro de la rueda es demasiado pequeño, tal que permita que la rueda se hunda dentro de la carpeta. Los hundimientos excesivos indican que la compactadora usada no es adecuada para la primera pasada. Así como en el caso de las compactadoras de ruedas de acero, las ruedas impulsoras de la compactadora neumática deberán ir por delante, en dirección hacia el asfaltador.

Existe un movimiento horizontal de la mezcla debajo de una rueda neumática pero este tiende a ocurrir en ángulos rectos a la dirección del recorrido. Este movimiento puede ocasionar abultamientos pequeños en la mezcla que esta inmediatamente contigua a la rueda. Estos abultamientos son, generalmente, de poca importancia, y serán eventualmente compactados por las pasadas subsiguientes. De todas maneras, deberá haber suficientes pasadas para eliminar dichos abultamientos, así como también cualquier marca de las ruedas (huellas) que se encuentre sobre la superficie de la carpeta. Por otro lado, el agua no se utiliza en las compactadoras neumáticas debido a que es necesario dejar que las ruedas se calienten lo suficiente para evitar que la mezcla se pegue a ellas durante la primera pasada de compactación y durante la compactación intermedia. De todos modos, la mezcla se pegará a las ruedas durante el periodo

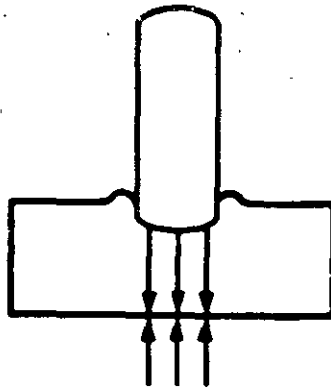


Figura 6.10 - Fuerzas Ejercidas Durante la Compactación por una Compactadora Neumática.

de calentamiento, pero esto cesará una vez estas se calienten. Los faldones que se colocan alrededor de las ruedas acortan el periodo de calentamiento y ayudan a mantener calientes las ruedas durante mas tiempo, especialmente en las épocas de frío o de viento. Los requerimientos deseados, en las compactadoras de ruedas neumáticas, para la primera compactación y la compactación intermedia son:

- Un peso de rueda de 1350 a 1600 kg. (3000 a 3500 lb.).
- Un diámetro mínimo de rueda de 510 mm. (20 pulgadas).
- Una presión de rueda de 480 a 520 kPa (70 a 75 psi) cuando la rueda esta fría, y de 620, kPa (90 psi) cuando esta caliente.

Estas presiones de rueda se aplican a casi todos los tipos de mezclas pero pueden ser reducidas, si es necesario, para las mezclas con estabilidades bajas.

La acción amasadora de una compactadora de ruedas neumáticas también puede emplearse para mejorar o fortalecer una superficie asfáltica después que han sido completadas las operaciones de pavimentación. Este amasamiento puede ser efectuado aun después de dos semanas de que el pavimento ha sido colocado, siempre y cuando el tiempo este cálido y la temperatura de la superficie del pavimento sea, por lo menos, de 38°C (100°F). La operación de amasamiento puede reducir la permeabilidad del pavimento y aumentar su resistencia al desgaste o abrasión por causa del transito. En algunos casos también se han logrado incrementos en la densidad debido a esta operación. La Figura 6.11 ilustra la acción de una rueda neumática durante la operación de amasamiento.

Las compactadoras de ruedas neumáticas también son ideales para corregir el cuarteo por calor en la superficie de la carpeta. Como se discutió anteriormente, el cuarteo por calor es la aparición de pequeñas grietas desconectadas, después de una o mas pasadas de la rueda de dirección de la compactadora de ruedas de acero.

Cuando se usa una compactadora de ruedas neumáticas para el amasamiento de una superficie asfáltica terminada es deseable tener los siguientes requerimientos:

- Un peso mínimo de rueda de 680 kg (1500 lb).
- Un diámetro mínimo de rueda de 380 mm (15 pulgadas).
- Una presión de rueda de 345 a 415 kPa (50 a 60 psi).

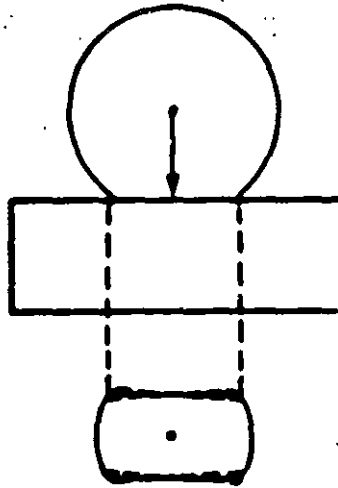


Figura 6.11 - Acción de una Rueda Durante los Procedimientos de Amasamiento.

6.4.B.3 Durabilidad del Pavimento en Relación a la Compactación con Ruedas Neumáticas - La habilidad de las compactadoras de ruedas neumáticas de proporcionar una superficie más apretada y resistente al tránsito, que las compactadoras de tambor de acero, fue descubierta años atrás cuando fueron empleadas por primera vez en la compactación intermedia de pavimentos de concreto asfáltico. Sin embargo, no deben ser usadas, normalmente, en la primera pasada de compactación de las capas superficiales.

Los ensayos posteriores indicaron que las compactadoras neumáticas pueden ser usadas para conseguir la misma compactación que se logra con las compactadoras de acero.

En la construcción de sobrecapas de concreto asfáltico, la primera capa (de nivelación) es colocada, con frecuencia, sobre una superficie irregular que ha sido deformada por el tránsito. La habilidad de la compactadora neumática de aplicar una presión uniforme sobre el ancho total hace que sea deseable en la compactación de las rodadas (huellas) del tránsito. La acción de puente de las compactadoras de tambor de acero previene, generalmente, que sean igualmente efectivas en situaciones similares.

6.4.C Compactadoras Vibratorias

6.4.C.1 Descripción - Las compactadoras vibratorias proporcionan la fuerza compactadora mediante una combinación del peso y la vibración de sus rodillos de acero, comúnmente llamados tambores. Las compactadoras usadas para concreto asfáltico son automotrices y varían en peso desde 7 hasta 17 toneladas. Existen dos modelos básicos: las unidades de tambor sencillo (Figura 6.12) y las unidades de tambor doble (tándem) (Figura 6.13).

La propulsión de los modelos de tambor sencillo es proporcionada por ruedas de acero o ruedas neumáticas. La propulsión de los modelos de tambor doble es proporcionada, usualmente, por ambos tambores, aunque existe al menos una clase de compactadora que posee dos ruedas impulsoras de acero situadas entre los dos tambores vibratorios. Los tambores de las compactadoras vibratorias varían en diámetro desde 0.9 hasta 1.5 m (3 a 5 pies), y en ancho desde 1.2 hasta 2.4 m (4 a 8 pies). Sus pesos estáticos, en términos del ancho del tambor, están generalmente entre 29 y 32 kilogramos por centímetro (160 a 180 lb por pulgada) de ancho.

El motor que proporciona la potencia para la propulsión también suministra potencia a la unidad vibratoria. Las vibraciones son generadas por la rotación de un peso excéntrico dentro

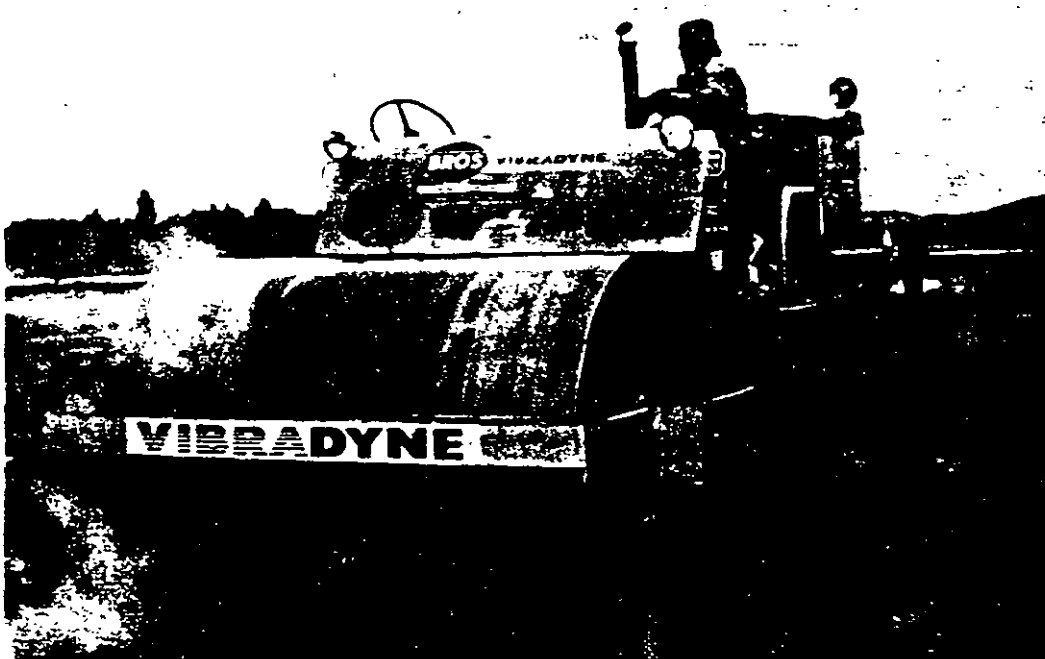


Figura 6.12 - Compactadora Vibratoria de Tambor Sencillo.

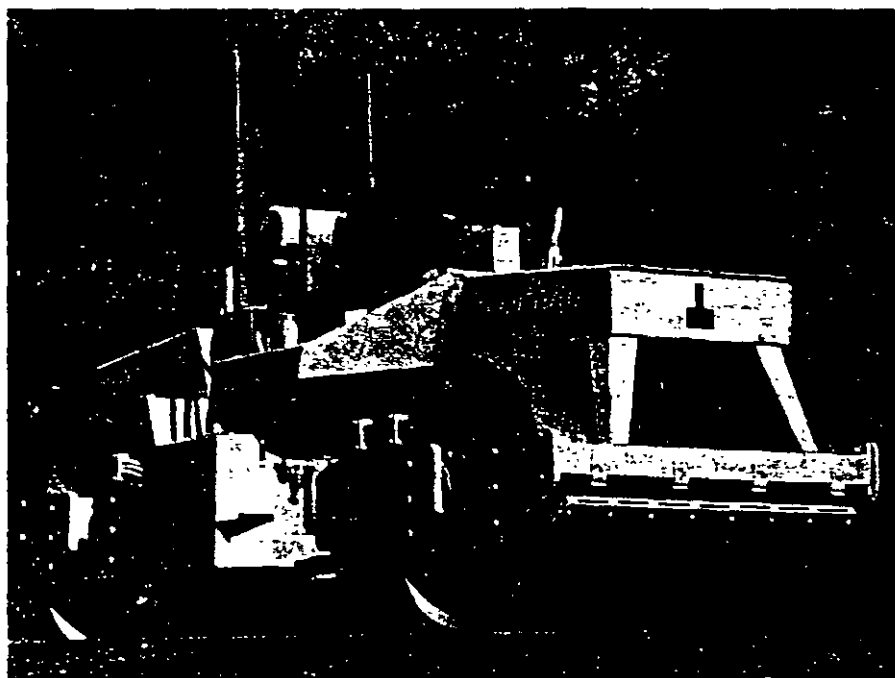


Figura 6.13 - Compactadora Vibratoria de Tambor Doble.

del tambor. Esta velocidad de rotación determina la frecuencia, o vibraciones por minuto (vpm), del tambor. El peso y la longitud de excentricidad (distancia desde el eje) determinan la amplitud (cantidad) de la fuerza de impacto generada. La frecuencia y la amplitud de las vibraciones están controladas independientemente de la velocidad del motor y del recorrido de la compactadora.

La frecuencia de vibración de los tambores usados para la compactación de concreto asfáltico se encuentra generalmente entre 2000 y 3000 vpm, dependiendo del modelo y el fabricante. Algunos modelos tan solo permiten un ajuste de una o dos frecuencias, mientras que otros permiten un margen de frecuencias (e.g. de 1800 a 2400 vpm).

6.4.C.2 Principios de Operación - Las compactadoras vibratorias consiguen la compactación a través de una combinación de tres factores. Estos son:

- Peso
- Fuerzas de impacto (vibración del tambor)
- Respuesta a la vibración en la mezcla

El factor peso ha sido ya discutido en conexión con las compactadoras de ruedas de acero y las de ruedas neumáticas. Las fuerzas de impacto son aquellas generadas por la vibración del tambor de compactación, y están reguladas mediante el control de la frecuencia y la amplitud de la vibración. La cantidad de fuerza de impacto necesaria para obtener la densificación óptima en la carpeta varía con la temperatura y las propiedades de la mezcla asfáltica, el espesor de la carpeta, y el soporte proporcionado por la superficie sobre la cual se coloca la carpeta. Esta cantidad de fuerza también varía con el diámetro y el ancho del tambor, y con la proporción entre el peso estático y la fuerza dinámica (de impacto).

La respuesta a la vibración de la mezcla consiste en la manera como la mezcla reacciona a las fuerzas ejercidas sobre ella. Como con los otros tipos de compactadoras, la mezcla será fácilmente o difícilmente compactada dependiendo de su temperatura, su cohesión, la textura y forma de las partículas, el confinamiento, y otros factores. Lo único que varía en el caso de las compactadoras vibratorias es la presencia de fuerzas repetitivas dinámicas sobre la carpeta.

6.4.C.3 Fuerzas de Impacto - Para poder usar efectivamente una compactadora vibratoria es necesario entender los conceptos fundamentales usados para describir las fuerzas involucradas:

- *Frecuencia*

Las vibraciones del tambor son producidas por pesos excéntricos que se encuentran en un eje giratorio. La velocidad del eje determina la frecuencia (el número de vibraciones, o impactos, por minuto).

La frecuencia esta definida como el número de ciclos por minuto; un ciclo constituye una vuelta completa del peso excéntrico. El peso excéntrico es un peso descentrado asegurado a un eje en el tambor (Figura 6.14) (ciertas compactadoras pueden tener ejes vibratorios montados, por fuera del tambor, sobre el bastidor). A medida que el eje gira, el peso excéntrico crea una fuerza centrífuga (hacia fuera). Entre mas grande el peso, mayor será la fuerza. También, entre mas lejos se encuentre del eje, mayor será la fuerza. Lo mismo ocurre entre mas rápido gire el eje.

El tambor vibratorio produce una secuencia rápida de impactos sobre la superficie de la carpeta a medida que la compactadora se mueve hacia delante. Estos impactos son iguales a la frecuencia de la vibración. Para una velocidad dada de compactadora, entre más alta sea la frecuencia usada, menor será el espaciamiento de los impactos y, por consiguiente, más lisa será la superficie compactada.

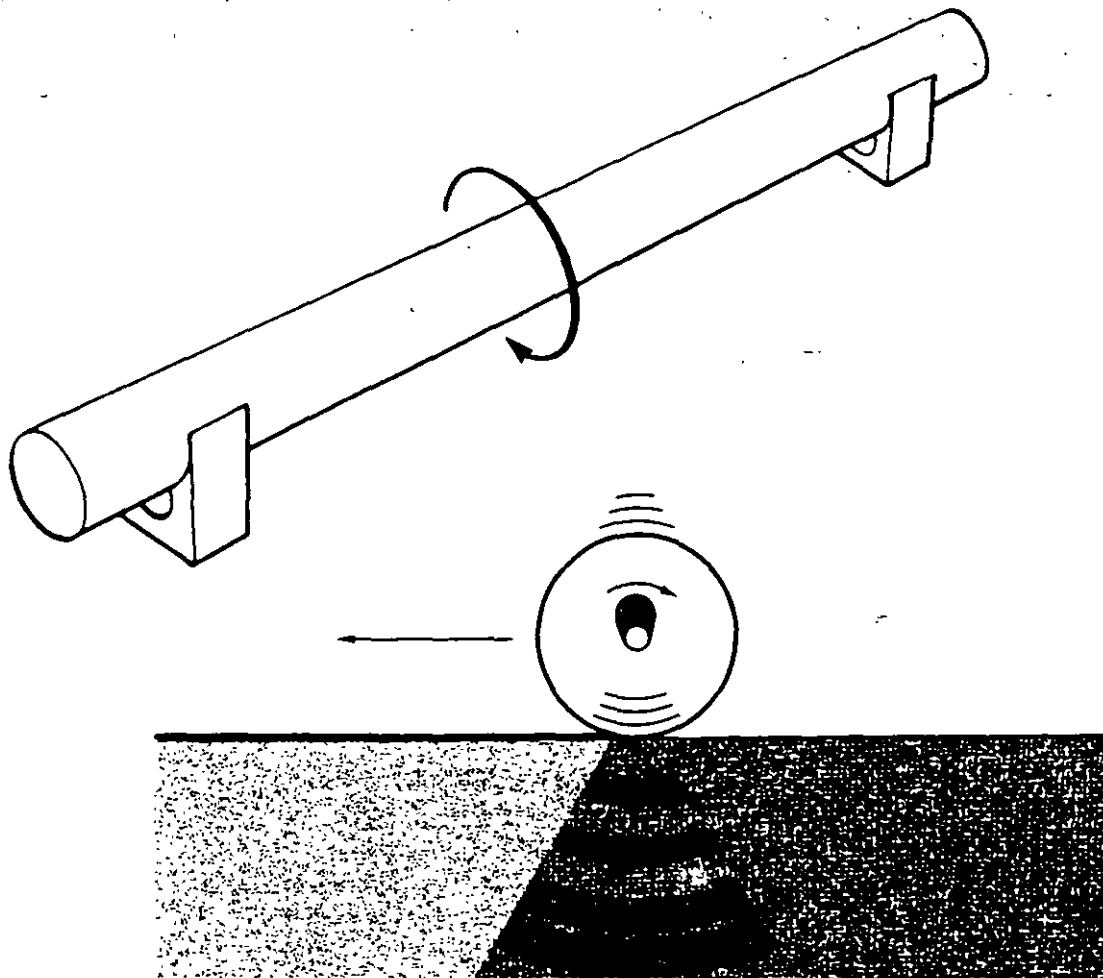


Figura 6.14 - Pesos Excéntricos sobre un Eje Giratorio Creando Vibraciones.

Para cada compactadora se debe utilizar la recomendación del fabricante respecto a la frecuencia que debe ser usada.

- *Amplitud*

El tambor de la compactadora se mueve hacia arriba y hacia abajo a medida que vibra (Figura 6.15). Cuando el movimiento del tambor cambia de dirección, se presenta un instante en que se encuentra quieto.

La amplitud está definida por el mayor movimiento posible del tambor en una dirección, medido a partir de su posición inicial de reposo. La amplitud está controlada por el peso excéntrico y su distancia desde el eje, y por el peso del tambor. Para un peso dado de tambor, entre mayor sea el peso excéntrico y entre más lejos se encuentre del eje, mayor será la amplitud. En la mayoría de las compactadoras vibratorias pesadas la amplitud puede ser controlada y regulada por el operador de acuerdo a las condiciones de pavimentación. Para cada compactadora se debe utilizar la recomendación del fabricante respecto a la amplitud que debe ser usada.

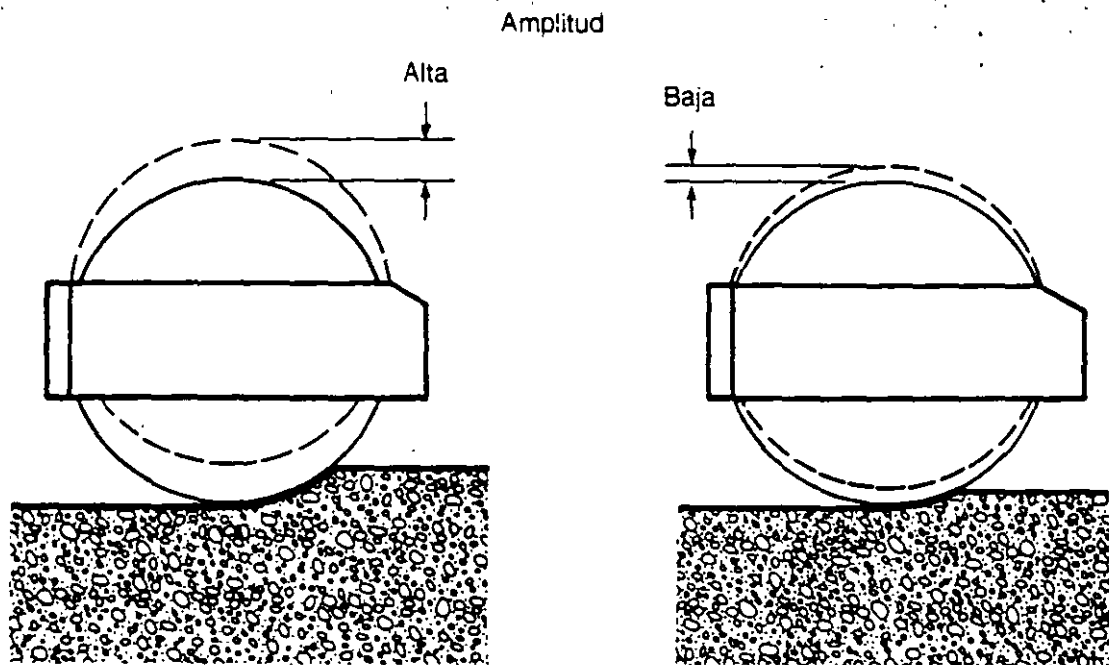


Figura 6.15 - Ilustración de la Amplitud.

6.4.C.4 Uso de las Compactadoras Vibratorias - La frecuencia y la velocidad de la compactadora deben ser igualadas tal que por lo menos se produzcan treinta impactos de vibración por cada metro de recorrido. Esta condición asegura una superficie lisa bajo una compactación vibratoria. La relación entre velocidad y frecuencia esta ilustrada en la Figura 6.16. A medida que la velocidad de la compactadora aumenta, para una frecuencia dada, el espaciamiento de los impactos también aumenta. Generalmente, para mezclas asfálticas, se recomienda usar la frecuencia nominal máxima con una velocidad de compactadora ajustada para proporcionar el espaciamiento deseado.

La Figura 6.17 ilustra cuatro modos diferentes de usar una compactadora vibratoria equipada con dos ruedas vibratorias. El primer modo muestra el uso de la compactadora sin vibración. En este caso, la compactadora actúa simplemente como una compactadora tándem estática de ruedas de acero. El segundo modo muestra el uso de la vibración en la rueda trasera, mientras que la rueda delantera se encuentra sin vibración. Este modo puede ser recomendado en mezclas que tienen estabilidades medias (no muy altas y no muy bajas). El tercer modo ilustra el uso de

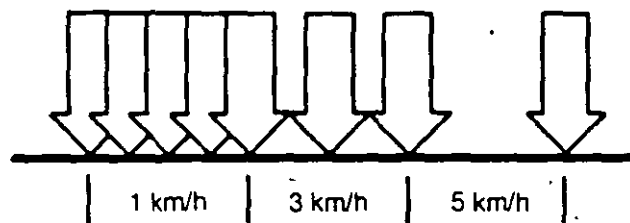


Figura 6.16 - Relación entre Velocidad y Frecuencia.

la vibración en ambas ruedas, sobre una mezcla estable, para conseguir la energía máxima de compactación. El cuarto modo ilustra el uso de la vibración en la rueda delantera, mientras que la rueda trasera se encuentra sin vibración. Este modo puede ser usado para conseguir compactación con la rueda delantera, y conseguir una superficie lisa con la rueda trasera. El modo a ser usado depende de las características de la mezcla y las condiciones del proyecto.

Al utilizar equipo vibratorio se debe tener en cuenta que la energía impartida por la rueda vibratoria debe ser absorbida por la mezcla que esta siendo compactada. El control de la amplitud permite al operador variar la fuerza desarrollada en la rueda, regulando de esta manera la energía impartida. Puede ser necesario ajustar la amplitud cuando hay cambios en las condiciones de colocación de la mezcla. Por ejemplo, un cambio en el espesor de la capa, en la temperatura de la mezcla, en la graduación de la mezcla, en el contenido de relleno mineral, y en el contenido de asfalto, puede requerir de ajustes en la amplitud usada. Es muy importante que la compactadora este vibrando solamente cuando esta en movimiento. Si las vibraciones continúan cuando la compactadora esta en reposo, o cuando esta cambiando de dirección, entonces cada rueda vibratoria dejará una indentación en el pavimento. La mayoría de las compactadoras modernas tienen un regulador automático para detener la vibración tan pronto los tambores cesan su movimiento.

Generalmente, no se debe usar vibración para compactar sobrecapas delgadas. Esto es particularmente cierto en el caso de mezclas arenosas. En las capas delgadas no hay suficiente material para absorber la energía impartida por los tambores vibratorios. Por consiguiente, esta energía pasa a través de la mezcla que esta siendo compactada, y rebota en la superficie sobre la cual se esta colocando la carpeta. Esto hace que la energía vuelva a entrar en la mezcla y cause que esta pierda compactación. Por lo tanto, en este tipo de situaciones deberá usarse la compactadora vibratoria en el modo estático. Además, la velocidad de la compactadora no deberá exceder 5 km/h (3 mph), sin importar si se están usando; o no, vibraciones. Esta velocidad es igual a la velocidad máxima recomendada para compactadoras de ruedas de acero y compactadoras de ruedas neumáticas.

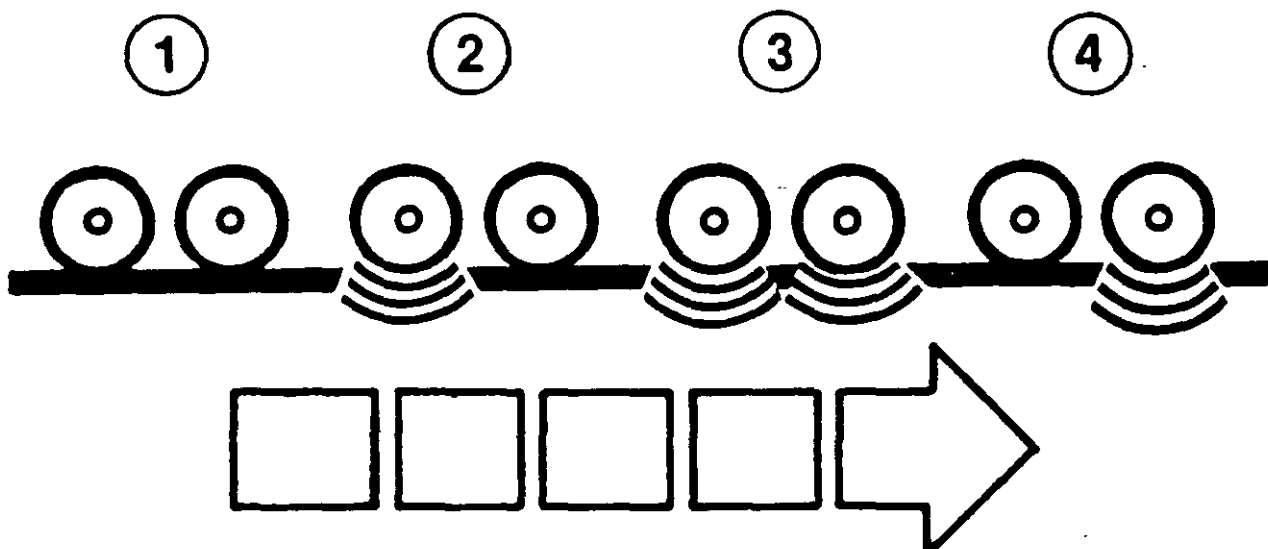


Figura 6.17 - Modos de Vibración.

6.5 PROCEDIMIENTOS DE COMPACTACION

6.5.A Generalidades

El grado de densidad de una mezcla asfáltica en caliente depende de la cantidad de esfuerzo de compactación que se logre aplicar antes de que la mezcla se enfríe por debajo de 85°C (185°F). Anteriormente se examinaron algunas de las variables que afectan la cantidad de tiempo durante el cual se debe completar la compactación. Una de estas variables, mencionada brevemente, es la cantidad de producción de mezcla. El aumento de la velocidad de la compactadora no compensa el aumento en la cantidad de producción; simplemente reduce la cantidad de esfuerzo de compactación aplicado en una área específica durante un determinado periodo de tiempo.

En algunos casos puede ser necesario disponer de compactadoras adicionales para compensar aumentos en la producción de mezcla, si es que la compactadora utilizada no logra compactar adecuadamente la mezcla a la vez que esta tratando de mantenerse al día con la producción. El número de compactadoras necesarias deberá adaptarse a las condiciones específicas de la obra y deberá ser adecuado para lograr la densidad deseada (de referencia).

6.5.B Calculo de los Requisitos de Compactación

El inspector forma parte esencial en la determinación de los requerimientos de compactación con base en las especificaciones del contrato, aun cuando es la responsabilidad del contratista de establecer estos requerimientos. El número exacto de pasadas que se requieren para obtener la densidad correcta no se conoce en un principio. Esto se debe, mas que todo, a cierta incertidumbre que se tiene sobre la velocidad de enfriamiento de la mezcla. Esta incertidumbre, así como cualquier otra, se puede solventar mediante observaciones, mediciones, y pruebas cuidadosas efectuadas durante las etapas preliminares de la pavimentación. Generalmente es deseable que la compactadora permanezca tan cerca como sea posible del asfaltador.

Se han efectuado varios estudios sobre las tasas de enfriamiento de mezclas, bajo condiciones variables de temperatura de mezcla, espesor de capa, y temperatura de la capa de soporte. La temperatura provee una indicación bastante precisa del intervalo de tiempo necesario para obtener la densidad de referencia (Figura 6.18). Esta aproximación puede usarse para determinar el número requerido de compactadoras en la obra.

Las franjas de prueba sirven para establecer el patrón de compactación que debe ser usado para obtener la densidad requerida (ver Sección 6.6.A.3), la calidad adecuada de la superficie, y para obtener la cantidad óptima de producción con la compactadora utilizada. En casi todos los casos donde se usa una franja de prueba, las compactadoras logran cumplir con los requerimientos de densidad y consiguen producir una superficie de buena calidad.

Se debe planear y usar un patrón de compactación que proporcione el cubrimiento mas uniforme posible en el carril que esta siendo pavimentado. Debido a que las compactadoras son producidas con diferentes anchos, es imposible diseñar un patrón que pueda aplicarse a todas las compactadoras. Por esta razón, el mejor patrón, para un tipo dado de compactadora, se obtiene por medio de un tramo de prueba.

(1) Antes de usar un patrón de prueba se debe tomar una decisión respecto a la manera como se van a operar los siguientes aspectos de la compactadora:

- a. Velocidad
- b. Patrón de recorrido para el ancho de la pavimentación
- c. Número de pasadas
- d. Selección de la zona de operación de la compactadora detrás del asfaltador

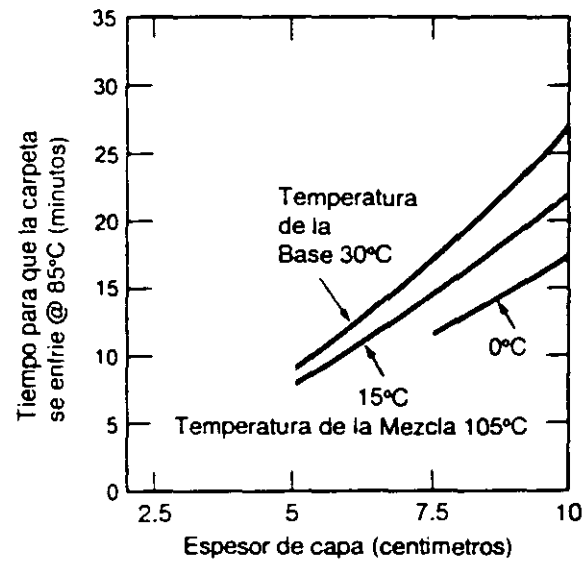
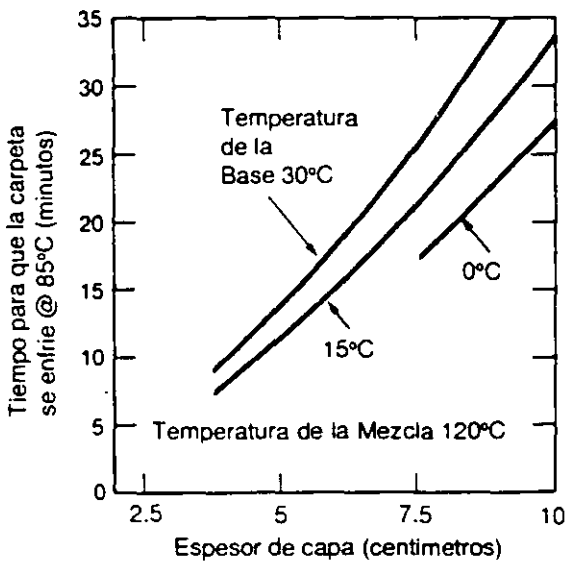
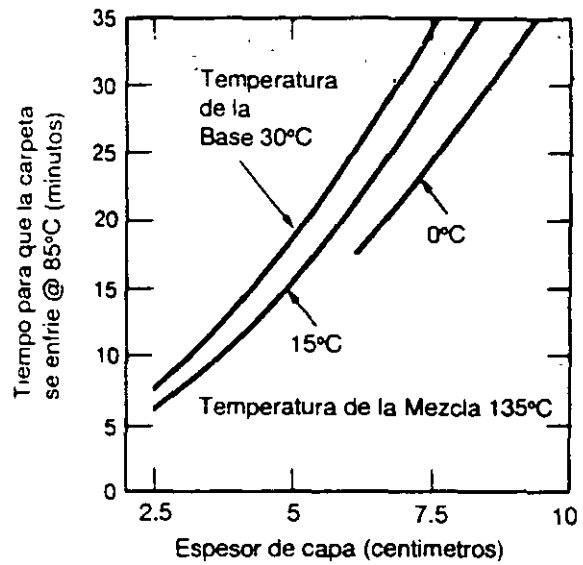
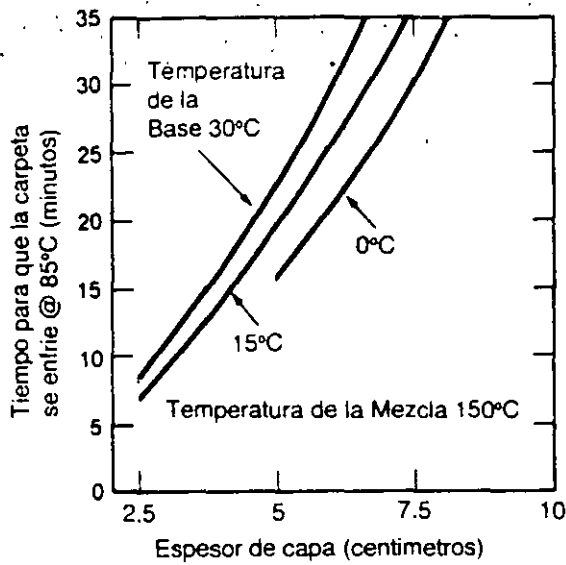


Figura 1-Tiempos para que el asfalto se enfríe a 85°

Velocidad del viento-10 nudos. Temperatura ambiente igual que la base

Nota: "Temperatura de la Base" es la temperatura de la superficie sobre la cual se coloca la carpeta.

85°C es la temperatura de la carpeta medida 6 @ 12mm debajo de la superficie. La temperatura promedio del espesor total de la carpeta es de aproximadamente 80°C.

No se recomienda colocar espesores menores que los que figuran en las curvas cuando la temperatura base es menor de 0°C

Figura 6.18 -Tiempo Permitido para la Compactación, Basado en la Temperatura y Espesor de la Mezcla, y la Temperatura de la Capa de Soporte.

- (2) Si el tramo de prueba no cumple con las especificaciones, se debe efectuar una serie nueva de tramos de prueba. Para esto se recomienda el siguiente procedimiento:
- Disminuya la velocidad de la compactadora.
 - Tome una medida nuclear de 15 segundos con el densímetro nuclear (Figura 6.19) después de cada pasada, o recorrido de ida y vuelta, hasta que el calibrador indique una densidad adecuada (dentro de especificaciones).
 - Trate una velocidad mayor usando el mismo número de pasadas. Utilice el densímetro nuclear para ver si todavía se consigue una densidad adecuada, y si es así, continúe aumentando la velocidad, con el mismo número de pasadas, hasta que la densidad sea inadecuada (no cumpla con las especificaciones). Después disminuya la velocidad hasta el punto donde se obtenga la máxima velocidad que cumple con las especificaciones de densidad en el menor número de pasadas.
 - La velocidad correcta de compactación es, siempre, un balance entre la compactación rápida para conseguir productividad, y la compactación necesaria para cumplir con las especificaciones de densidad y terminado. Por lo tanto, si la velocidad escogida conduce a una densidad adecuada, pero deja defectos en la superficie, entonces se debe reducir la velocidad hasta que desaparezcan los defectos.
- (3) El patrón de compactación para la franja de prueba deberá ser el mismo patrón que será usado en la obra.
- Nunca use un patrón más lento que aquel seleccionado para la obra.
 - Nunca use mas pasadas que aquellas seleccionadas para la obra. De otra manera, encontrara que el compactador tendrá problemas en mantener el ritmo del asfaltador.
- (4) Es muy importante reconocer el hecho de que todas las técnicas de operación están regidas por el comportamiento de la mezcla durante el proceso de compactación. Este comportamiento varia de obra en obra y de capa en capa. Por lo tanto, las normas no son absolutas, y tan solo deben ser consideradas como una guía.

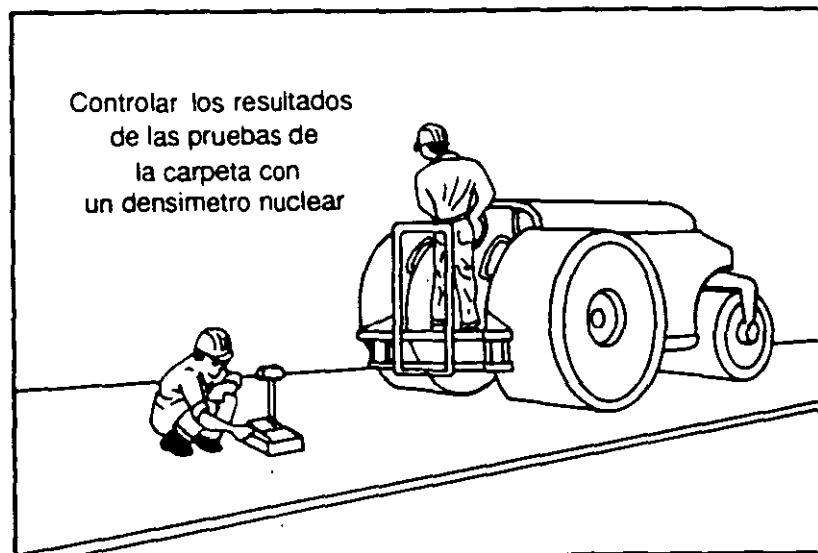


Figura 6.19 - Densímetro Nuclear.

6.5.C Secuencia de las Operaciones de Compactación

Como se mencionó anteriormente, existen tres tipos de operaciones de compactación. Estos son:

- Compactación inicial - La primera pasada de la compactadora sobre la carpeta recién colocada.
- Compactación intermedia - Todas las pasadas siguientes de la compactadora para obtener la densidad requerida antes de que la mezcla se enfríe por debajo de 85°C (185°F).
- Compactación final - La compactación efectuada solamente para mejorar la superficie mientras la mezcla todavía está lo suficiente caliente para permitir la eliminación de cualquier marca de la compactadora.

Las dos primeras operaciones (inicial e intermedia) deben seguir una secuencia específica para garantizar que la carpeta obtenga la densidad, forma, y lisura deseadas. La secuencia dicta que partes de la carpeta deben ser compactadas primero y cuales al final. Además, la secuencia es diferente para capas delgadas que para capas gruesas.

6.5.C.1 Capas Delgadas - Adopte la siguiente secuencia cuando este compactando una capa delgada (espesor compactado menor que 100 mm (4 pulgadas)) en anchos de un solo carril o en anchos completos:

- (1) Juntas transversales.
- (2) Borde exterior.
- (3) Compactación inicial o primera pasada, comenzando en el lado bajo y avanzando hacia el lado alto.
- (4) Compactación intermedia, usando el mismo procedimiento del numeral (3).
- (5) Compactación final.

Cuando este pavimentando en escalón, o empalmado un carril previamente colocado o cualquier otra barrera, compacte la mezcla en la siguiente secuencia:

- (1) Juntas transversales.
- (2) Juntas longitudinales.
- (3) Borde exterior.
- (4) Compactación inicial o primera pasada, comenzando en el lado bajo y avanzando hacia el lado alto.
- (5) Compactación intermedia, usando el mismo procedimiento del numeral (4).
- (6) Compactación final.

6.5.C.2 Capas Gruesas - Adopte la siguiente secuencia cuando este compactando una capa gruesa (espesor compactado mayor que 100 mm (4 pulgadas)) en anchos de un solo carril o en anchos completos:

- (1) Juntas transversales.
- (2) Compactación inicial o primera pasada, comenzando a una distancia de 300 a 380 mm (12 a 15 pulgadas) del borde bajo sin soportar, y progresando hacia el otro borde.
- (3) Borde exterior. La compactadora deberá avanzar hacia el borde exterior no confinado en incrementos de 100 mm (aproximadamente) en pasadas consecutivas, cuando se encuentre a 300 mm, o menos, del borde.

- (4) Compactación intermedia, comenzando en el lado bajo y avanzando hacia el lado alto.
- (5) Compactación final.

Cuando este pavimentando en escalón, o empalmando un carril previamente colocado o cualquier otra barrera, compacte la mezcla en la siguiente secuencia:

- (1) Juntas transversales.
- (2) Juntas longitudinales.
- (3) Compactación inicial o primera pasada, comenzando en la junta longitudinal y progresando hacia el borde exterior.
- (4) Borde exterior. La compactadora deberá avanzar hacia el borde exterior no confinado en incrementos de 100 mm (aproximadamente) en pasadas consecutivas, cuando se encuentre a 300 mm, o menos, del borde.
- (5) Compactación intermedia, comenzando en el lado bajo y avanzando hacia el lado alto.
- (6) Compactación final.

6.5.D. Procedimientos Específicos de Compactación

6.5.D.1 Compactación de Juntas Transversales - Cuando la junta transversal es construida al lado de una carril contiguo, la primera pasada se hace con una compactadora estática de ruedas de acero a lo largo de la junta longitudinal, sobre unos cuantos metros. Luego la superficie es nivelada con regla recta y si es necesario, se efectúan las correcciones del caso. A continuación, la junta es compactada en el sentido transversal con todo el ancho de la rueda sobre el material previamente colocado y compactado (Figura 6.20), excepto unos 150 mm. Esta operación se repite con pasadas consecutivas, cada una cubriendo unos 150 a 200 mm adicionales de carpeta nueva, hasta que todo el ancho de la rueda impulsora se encuentre sobre la mezcla nueva.

Durante la compactación transversal se deberán colocar tabloncillos de espesor adecuado en el borde del pavimento, para proporcionar a la compactadora una superficie sobre la cual pueda rodar una vez que sobrepase el borde de la carpeta (Figura 6.20). Si no se usan tabloncillos, la compactación transversal deberá detenerse unos 150 a 200 mm antes del borde exterior para evitar dañarlo. En este caso el borde deberá ser compactado luego durante la compactación longitudinal.

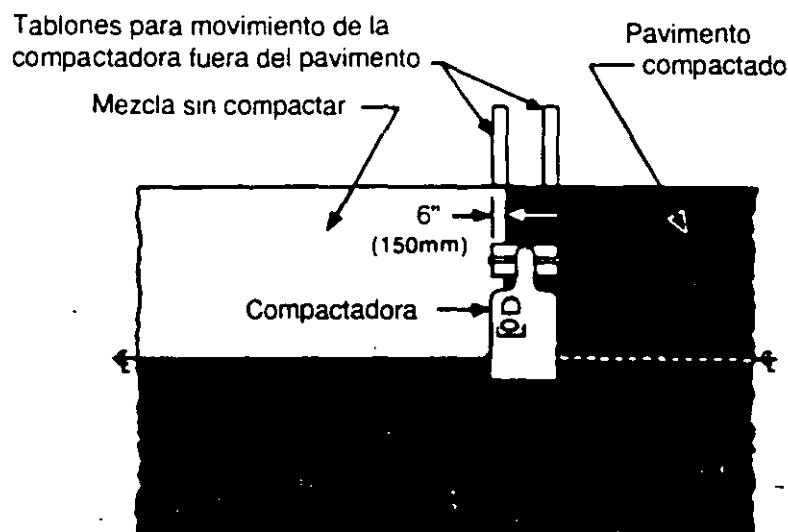


Figura 6.20 - Compactación de una Junta Transversal.

6.5.D.2 Compactación de Juntas Longitudinales - Cuando se usan compactadoras estáticas de ruedas de acero, o compactadoras neumáticas, para compactar juntas longitudinales, se permite que solamente 100 a 150 mm del ancho de la rueda recorran la carpeta nueva en la primera pasada. La mayor parte del ancho deberá rodar sobre el lado de junta previamente compactado. En cada pasada subsiguiente se aumenta el ancho de rueda permitido sobre la carpeta recién colocada, hasta que todo el ancho se encuentre sobre la mezcla nueva.

En el caso de compactadoras vibratorias se usa un procedimiento diferente. Los tambores compactadores solamente se extienden de 100 a 150 mm sobre el carril previamente compactado. El resto del ancho se encuentra sobre la mezcla recién colocada. El compactador continua moviéndose a lo largo de esta línea hasta que se obtenga una junta completamente compactada.

Las juntas longitudinales, para propósitos de compactación, pueden clasificarse en dos categorías: calientes y frías. Cada una de ellas requiere de un procedimiento de compactación diferente.

- **Juntas Calientes**

Una junta caliente es aquella colocada entre dos carriles, aproximadamente al mismo tiempo; i.e. por asfaltadores trabajando en escalón. Este método produce la mejor junta longitudinal porque ambos carriles están casi a la misma temperatura cuando son compactados. El material se vuelve una sola masa bajo la compactadora y hay muy poca diferencia en densidad entre los dos carriles. Cuando se pavimenta en escalón, la primera pasada de la compactadora que va detrás de la pavimentadora delantera deja 75 a 150 mm de borde común, o junta, sin compactar. Esta junta común es luego compactada por la compactadora que sigue a la segunda la pavimentadora, en su primera pasada. Para lograr este objetivo en una manera efectiva, el segundo asfaltador, y la compactadora que lo sigue, deberán estar tan cerca como sea posible de la pavimentadora delantera para asegurar una densidad uniforme a través de la junta. La compactadora que sigue al segundo asfaltador compacta la costura en su primera pasada (Figura 6.21).

- **Juntas Frías**

Una junta fría es aquella entre dos carriles, uno de los cuales se ha dejado enfriar de un día para otro, o más, antes de colocar el carril contiguo. Debido a la diferencia de temperatura entre los dos carriles, casi siempre resulta una diferencia en densidad entre los dos lados de la junta, sin importar la técnica de compactación usada.

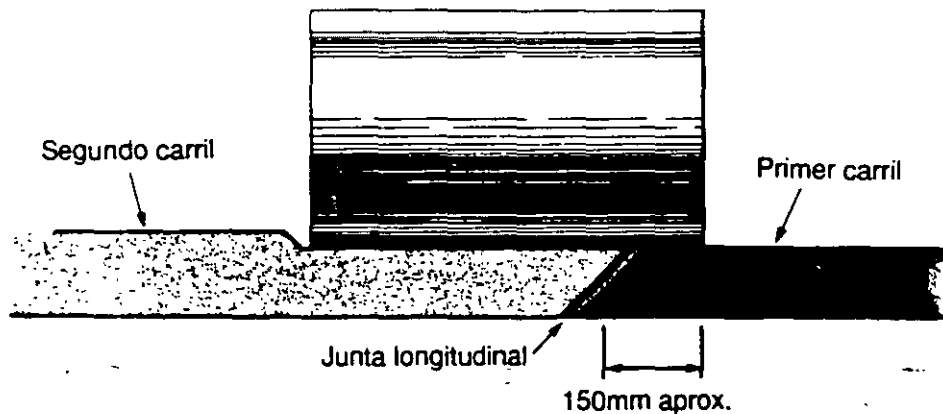


Figura 6.21 - Compactación de una Junta Longitudinal Caliente.

La compactación longitudinal casi nunca produce una densidad uniforme en ambos lados de la junta. En la mayoría de los casos hay una zona de baja densidad en la junta en el primer carril colocado, y una zona de alta densidad en la junta en el carril de empalme. La única solución práctica para este problema parece estar en la pavimentación en escalón o en la pavimentación de ancho integral (total). La pavimentación en escalón permite que la junta sea compactada mientras la mezcla asfáltica todavía está caliente a ambos lados. En realidad, la mayoría de la pavimentación se hace en carriles individuales. En este caso es recomendable compactar la junta tan pronto como sea posible. En cualquier caso, las juntas longitudinales deberán compactarse directamente detrás del asfaltador.

6.5.D.3 Compactación de Bordes - Los bordes del pavimento deberán compactarse al tiempo con la junta longitudinal, excepto en el caso de la pavimentación en escalón o la pavimentación de capa gruesa. Al compactar los bordes, las ruedas de la compactadora deberán extenderse de 50 a 100 mm más allá del borde, con tal que el desplazamiento lateral de la mezcla no sea excesivo.

Después de haber compactado las juntas longitudinales y los bordes, se deberá proceder a la compactación inicial (primera pasada).

6.5.D.4 Compactación Inicial - Esta compactación puede efectuarse con compactadoras estáticas, o vibratorias, de ruedas de acero.

Es importante comenzar la operación de compactación en la parte baja de la carpeta (usualmente la parte exterior del carril que está siendo pavimentado), avanzando hacia la parte alta. La razón es que las mezclas calientes tienden a migrar hacia la parte baja de la carpeta durante la compactación. Esta migración de mezcla es más pronunciada cuando se comienza a compactar el lado alto de la carpeta. Cuando se colocan carriles contiguos, se debe seguir el mismo procedimiento pero solamente después de haber compactado la junta longitudinal.

6.5.D.5 Compactación Intermedia - La compactación intermedia debe seguir a la compactación inicial tan pronto como sea posible, mientras la mezcla asfáltica todavía se encuentra muy por encima de la temperatura mínima a la cual todavía se logra densificación (85°C).

La compactación intermedia debe ser continua hasta que toda la mezcla colocada haya sido completamente compactada. El patrón de compactación deberá desarrollarse de la misma manera que para la compactación inicial, sin importar el tipo de compactadora usada.

6.5.D.6 Compactación Final - La compactación final se efectúa solamente para mejorar la superficie de la carpeta. Esta compactación deberá hacerse con ruedas tandem estáticas de acero, o con ruedas vibratorias (sin la vibración), mientras el material todavía está lo suficientemente caliente para permitir la eliminación de marcas o huellas causadas por las compactadoras.

6.5.D.7 Compactación de Áreas Inaccesibles - Cuando la mezcla asfáltica se ha distribuido en áreas inaccesibles a las compactadoras, la compactación puede hacerse usando compactadoras de mano de placas vibratorias. Las placas de estas compactadoras tienen, generalmente, un área entre 0.1 y 0.3 m².

6.5.E Procedimientos Especiales de Compactación

6.5.E.1 Rasantes con Pendiente Pronunciada - Las rasantes normales no ofrecen ningún problema durante la compactación. Para las rasantes empinadas, sin embargo, puede ser necesaria una variación en el procedimiento de compactación. En estas situaciones, gran parte de las

fuerzas impartidas por la compactadora serán dirigidas hacia la parte baja de la pendiente, con posibilidades de causar movimientos excesivos de la mezcla en una dirección paralela a la pendiente. Para compensar esta tendencia, puede ser deseable efectuar las siguientes variaciones en la compactación:

- *Compactadoras estáticas de ruedas de acero*

Cuando se usen este tipo de compactadoras se debe retroceder la compactadora para que la rueda de dirección este en la dirección de la pavimentación. La acción de empuje y el peso ligero de esta rueda compensarán la tendencia de la mezcla a moverse hacia abajo, por la pendiente, e impartirán estabilidad adicional a la mezcla antes de que la rueda impulsora pase sobre ella.

- *Compactadoras de ruedas neumáticas*

No utilice este tipo de compactadoras para la primera pasada.

- *Compactadoras vibratorias*

Opere este tipo de compactadoras en el modo estático, para la compactación inicial, hasta que la mezcla obtenga suficiente estabilidad para permitir una vibración de baja amplitud.

6.5.E.2 Pavimentación en Tiempos Fríos - Las mezclas asfálticas se enfrían rápidamente cuando son colocadas sobre superficies frías en tiempos fríos. Además, las capas delgadas se enfrían mas rápido que las capas gruesas. Es obvio que existe una ventaja en colocar capas gruesas si el tiempo esta frío, debido a que se puede ganar tiempo adicional para poder compactar adecuadamente la mezcla.

6.5.E.3 Capas de Refuerzo de Pavimento - Se debe emplear una capa de nivelación cuando se este colocando una capa de refuerzo sobre un pavimento existente que tenga bastantes deformaciones en las rodadas (huellas de las ruedas). Esto permite eliminar las irregularidades superficiales. Una compactadora neumática es muy útil en la compactación de capas de nivelación. Este tipo de compactadora puede aplicar una presión uniforme sobre la superficie irregular, sin hacer puente sobre las huellas, en donde es muy importante obtener una densidad adecuada.

6.6 REQUISITOS DE APROBACION Y VERIFICACION DEL PAVIMENTO

6.6.A Requisitos de Aprobación

La calidad del pavimento terminado depende de que tanto éxito se logre en el proceso de compactación. Generalmente se usan tres criterios para juzgar la aprobación de una carpeta terminada. Estos son: textura superficial, tolerancia de la superficie, y densidad. Es la responsabilidad del inspector de asegurar que cada criterio sea cumplido.

6.6.A.1 Textura Superficial - Los defectos en la textura superficial pueden ser causados por errores en el mezclado, en el manejo, en la pavimentación o en la compactación. Una mezcla defectuosa por causa de un mezclado, un manejo o una colocación inadecuada, deberá ser removida y reemplazada antes de la compactación. Los defectos que aparezcan durante la compactación y que no puedan ser corregidos con pasadas adicionales, deberán ser reemplazados con mezcla caliente fresca antes de que la temperatura de la carpeta que esta alrededor baje por debajo de los 85°C. Se deberá tener cuidado, en toda área reparada, de asegurar que se mantenga la rasante correcta y que la tolerancia de la superficie cumpla con las especificaciones.

6.6.A.2 Tolerancia de la Superficie - Las variaciones en la lisura de la carpeta no deberán exceder 6 mm bajo una regla recta de 3 metros colocada perpendicularmente a la línea central, y 3 mm cuando esta sea colocada paralelamente a la línea central. En algunos casos se usa una regla recta con rodamientos, la cual mide y registra, sobre un gráfico continuo, variaciones de la superficie. Las variaciones registradas son luego sumadas y reportadas como aspereza de superficie en milímetros por kilómetro.

6.6.A.3 Densidad - La densidad del pavimento se considera aceptable, o no, cuando se compara con la densidad de referencia establecida en el laboratorio usando una muestra de campo. La densidad del pavimento puede variar en un porcentaje promedio, establecido por las especificaciones, respecto a la densidad de referencia.

Existen tres métodos básicos para determinar la densidad de referencia. Estos son: porcentaje de la densidad de laboratorio, porcentaje de la densidad máxima teórica, y densidad de la sección de prueba (franja de control). El objetivo de los tres métodos es el de obtener un pavimento compactado que tenga, en promedio, un contenido de vacíos de 8 por ciento, o menos.

- *Porcentaje de la Densidad de Laboratorio*

Este método se aplica, con frecuencia, a los procedimientos Marshall de compactación en aquellas obras grandes donde se dispone de laboratorios de campo. Para cada lote o unidad de mezcla (usualmente la producción de un día) se determina una densidad de referencia tomando la densidad promedio de cuatro o más probetas de laboratorio, preparadas con mezcla proveniente de los camiones que están entregando en el lugar de la obra (ver Apéndice C, Procedimientos Aleatorios de Muestreo). Las probetas son compactadas en el aparato Marshall de acuerdo a la norma AASHTO T 245, con dos excepciones:

- La temperatura de la mezcla deberá aproximar la temperatura del asfaltador sin permitir un recalentamiento, y
- El número de golpes de compactación (35, 50, o 75) deberá ser igual al que se utilizó en el diseño de la mezcla.

La ventaja de este procedimiento es que las densidades de referencia obtenidas serán bastante representativas de la producción real diaria de mezcla, y compensarán las ligeras variaciones que ocurren en la mezcla de un día para otro.

- *Porcentaje de la Densidad Máxima Teórica*

La densidad de referencia se determina, en este método, calculando cual sería el peso unitario de mezcla si esta se compacta hasta un punto donde no tenga vacíos. Esta densidad se determina usando la norma AASHTO T 209.

- *Densidad de la Sección de Prueba (Tramo de Control)*

La densidad de referencia se determina a partir de un tramo de control de pavimento, construida al comienzo de cada capa que se va a colocar. El tramo de control es parte de la obra de pavimentación. Este tramo debe tener por lo menos 150 metros de longitud y estar construida con el mismo ancho y espesor que el resto de la capa que representa.

El contratista coloca y compacta el tramo de control con el equipo, el patrón de compactación, y la temperatura que propone usar en la obra.

La compactación comienza tan pronto como sea posible, después de que la mezcla se ha colocado, y continúa hasta que no se obtenga un aumento apreciable de densidad y/o hasta que la mezcla se enfríe a una temperatura de 85°C. La densidad de referencia se determina al promediar los resultados de un número específico de pruebas de densidad, tomadas de lugares aleatorios dentro del tramo de control.

Si la densidad de referencia del tramo de control está por debajo del 92 por ciento de la densidad máxima teórica o 96 por ciento de la densidad de laboratorio, para la misma mezcla, entonces la densificación se considera inadecuada. (Estos límites son recomendados por el Instituto del Asfalto; las especificaciones de las agencias pueden variar). En este caso deberá construirse un tramo nuevo de control, incorporando los cambios necesarios en la temperatura de compactación, el equipo, y/o los procedimientos de compactación.

6.6.B Requisitos de Verificación

6.6.B.1 Pruebas - Las pruebas para verificar la compactación pueden efectuarse usando núcleos de mezcla del pavimento terminado, o medidores nucleares de densidad (Figura 6.22). De cualquier forma, las lecturas de densidad nuclear deberán ser correlacionadas con densidades de núcleos.

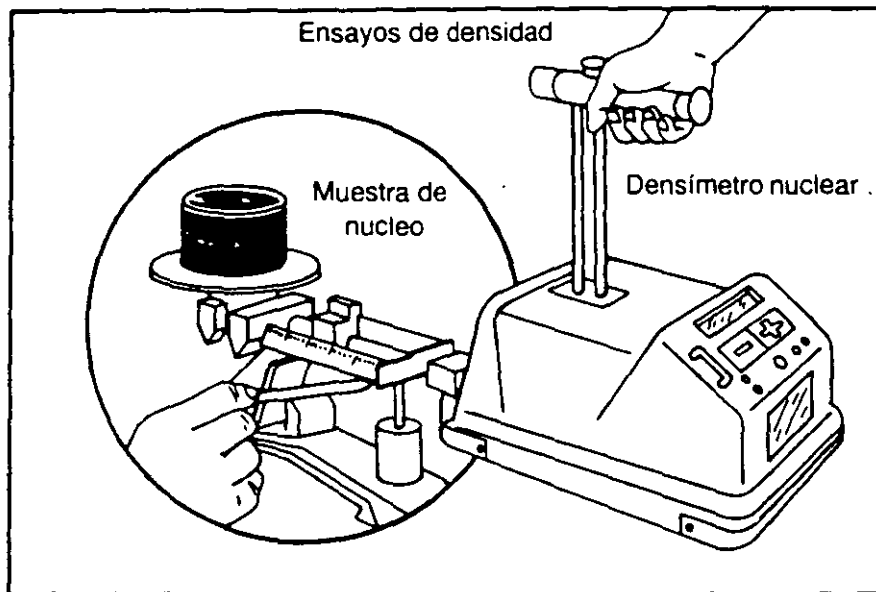


Figura 6.22 - Pruebas de Densidad.

Los densímetros nucleares presentan dos ventajas sobre el muestreo de núcleos. Una es que son rápidos y fáciles de usar, y la otra es que son no-destructivos.

Las pruebas, usando cualquier método, deben ser aleatorias, con un número mínimo de ensayos o núcleos para cada lote de mezcla (usualmente la producción de un día). El promedio de las densidades obtenidas en las pruebas debe satisfacer uno, o más, de los siguientes criterios, dependiendo de el método usado para establecer la densidad de referencia: 96 por ciento de la densidad de laboratorio, 92 por ciento de la densidad máxima teórica, o 99 por ciento de la densidad de la franja de control.

6.6.B.2 Muestreo - Las muestras usadas para verificar densidad deben ser extraídas con una sierra de punta de diamante, o una máquina sacanúcleos, con el fin de minimizar el daño que pueda ocurrir en el pavimento y en las muestras. Si el pavimento no se ha enfriado a la temperatura ambiente, hasta la profundidad de la muestra, entonces puede usarse hielo para acelerar el proceso.

Se debe tener suficiente cuidado al obtener y transportar muestras de campo. Las muestras que van a ser usadas para determinar la densidad de referencia deberán ser transportadas en recipientes herméticos, lo más rápido que sea posible, para minimizar las pérdidas de calor antes de la preparación de la briqueta.

6.7 RESUMEN

La compactación es un proceso en donde se comprime un volumen dado de mezcla asfáltica en caliente hasta obtener un volumen más pequeño, con el fin de aumentar la resistencia y estabilidad de la mezcla, y de cerrar los espacios por donde puedan entrar el agua y el aire y ocasionar daños. La Figura 6.23 contiene un resumen de los factores que afectan la compactación.

Varios factores determinan la facilidad y eficacia con que una mezcla puede ser compactada. Entre estos factores se encuentran: las propiedades de la mezcla, los factores ambientales, el espesor de la capa, y otros como la resistencia de la subrasante.

Tres tipos de compactadoras son comúnmente usadas en la compactación: compactadoras de ruedas de acero, que consisten en rodillos de acero montados sobre dos o más ejes tándem, compactadoras de ruedas neumáticas, las cuales usan ruedas de caucho, y compactadoras vibratorias, las cuales usan tambores de acero diseñados para vibrar sobre la carpeta.

La compactación debe ser completada antes de que la mezcla se enfrie por debajo de 85°C.

El objetivo de la compactación es de producir una carpeta con cierta densidad. La densidad de la carpeta puede ser medida por medio de núcleos o con un densímetro nuclear. Los resultados de estas pruebas son comparados con una "densidad de referencia" establecida para la obra. La densidad de referencia se determina usando uno de los siguientes parámetros: porcentaje de la densidad de laboratorio, porcentaje de la densidad máxima teórica, o densidad de la sección de prueba (tramo de control).

Se deben tomar en cuenta la textura superficial y las tolerancias de la superficie de la carpeta, además de la densidad, para determinar si el procedimiento de compactación ha sido exitoso.

FACTOR	EFEECTO	CORRECCIONES*
<i>Agregado</i>		
• Superficie lisa	Poca fricción entre partículas	Use rodillos livianos Disminuya la temperatura de la mezcla
• Superficie áspera	Bastante fricción interparticular	Use rodillos pesados
• Defectuoso	Se rompe bajo la acción de los rodillos de ruedas de acero	Use agregado firme Use compactadores neumáticos
• Absorbente	Seca la mezcla - difícil de compactar	Aumente el contenido de asfalto en la mezcla
<i>Asfalto</i>		
• Viscosidad		
- Alta	Movimiento limitado de partícula	Use rodillos pesados Aumente la temperatura
- Baja	Las partículas se mueven fácilmente durante la compactación	Use rodillos livianos Disminuya la temperatura
• Cantidad		
- Bastante	Inestabilidad y plasticidad debajo del rodillo	Disminuya el contenido de asfalto en la mezcla
- Poca	Disminuye la lubricación - difícil de compactar	Aumente el contenido de asfalto en la mezcla
<i>Mezcla</i>		
• Demasiado agregado grueso	Mezcla áspera - difícil de compactar	Disminuya el agregado grueso Use rodillos pesados
• Demasiado arenosa	Demasiado manejable - difícil de compactar	Disminuya la arena en la mezcla Use rodillos livianos
• Demasiado relleno mineral	Endurece la mezcla - difícil de compactar	Disminuya el relleno en la mezcla Use rodillos pesados
• Muy poco relleno mineral	Poca cohesión - la mezcla puede desarmarse	Aumente el relleno en la mezcla
<i>Temperatura de la Mezcla</i>		
• Alta	Difícil de compactar - la mezcla tiene poca cohesión	Disminuya la temperatura de mezclado
• Baja	Difícil de compactar - la mezcla es demasiado rígida	Aumente la temperatura de mezclado
<i>Espesor de Capa</i>		
• Capas gruesas	Mantienen el calor - mas tiempo para compactar	Compacte normalmente
• Capas delgadas	Pierden el calor - menos tiempo para compactar	Compacte antes de que la mezcla se enfríe Aumente la temperatura de la mezcla
<i>Condiciones Climáticas</i>		
• Baja temperatura ambiental	La mezcla se enfría muy rápido } La mezcla se enfría muy rápido } Enfría la mezcla - endurece la superficie }	Compacte antes de que la mezcla se enfríe Aumente la temperatura de la mezcla Aumente el espesor de la capa
• Baja temperatura superficial		
• Viento		

* Las correcciones pueden hacerse por tanteo en la planta o en el lugar de la obra. Otras correcciones adicionales pueden surgir de cambios en el diseño de la mezcla.

Figura 6.23 - Factores que Afectan la Compactación.

**LIBRO: CMT. CARACTERÍSTICAS DE
LOS MATERIALES**

PARTE: 4. MATERIALES PARA PAVIMENTOS

TÍTULO: 05. Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas

CAPÍTULO: 001. Calidad de Materiales Asfálticos

A. CONTENIDO

Esta Norma contiene las características de calidad que deben cumplir los materiales asfálticos que se utilicen en la elaboración de carpetas y mezclas asfálticas.

B. DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN

El asfalto es un material bituminoso de color negro, constituido principalmente por asfaltenos, resinas y aceites, elementos que proporcionan características de consistencia, aglutinación y ductilidad; es sólido o semisólido y tiene propiedades cementantes a temperaturas ambientales normales. Al calentarse se ablanda gradualmente hasta alcanzar una consistencia líquida.

Los materiales asfálticos se emplean en la elaboración de carpetas, morteros, riegos y estabilizaciones, ya sea para aglutinar los materiales pétreos utilizados, para ligar o unir diferentes capas del pavimento; o bien para estabilizar bases o subbases. También se pueden usar para construir, fabricar o impermeabilizar otras estructuras, tales como algunas obras complementarias de drenaje, entre otras.

Los materiales asfálticos se clasifican en cementos asfálticos, emulsiones asfálticas y asfaltos rebajados, dependiendo del vehículo que se emplee para su incorporación o aplicación, como se indica en la Tabla 1 de esta Norma y se detalla a continuación.

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-05 001/05

TABLA 1.- Clasificación de los materiales asfálticos

Material asfáltico	Vehículo para su aplicación	Usos más comunes
Cemento asfáltico	Calor	Se utiliza en la elaboración en caliente de carpetas, morteros y estabilizaciones, así como elemento base para la fabricación de emulsiones asfálticas y asfaltos rebajados.
Emulsión asfáltica	Agua	Se utiliza en la elaboración en frío de carpetas, morteros, riegos y estabilizaciones.
Asfalto rebajado	Solventes	Se utiliza en la elaboración en frío de carpetas y para la impregnación de subbases y bases hidráulicas.

B.1. CEMENTOS ASFÁLTICOS

Los cementos asfálticos son asfaltos obtenidos del proceso de destilación del petróleo para eliminar solventes volátiles y parte de sus aceites. Su viscosidad varía con la temperatura y entre sus componentes, las resinas le producen adherencia con los materiales pétreos, siendo excelentes ligantes, pues al ser calentados se licúan, lo que les permite cubrir totalmente las partículas del material pétreo.

Según su viscosidad dinámica a sesenta (60) grados Celsius, los cementos asfálticos se clasifican como se indica en la Tabla 2 de esta Norma, donde se señalan los usos más comunes de cada uno.

Cuando en el mercado no esté disponible el asfalto AC-30, el Residente de la obra podrá solicitar a la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría, la autorización para sustituirlo por AC-20, haciendo los ajustes correspondientes al precio unitario del producto.

B.2. EMULSIONES ASFÁLTICAS

Las emulsiones asfálticas son los materiales asfálticos líquidos estables, constituidos por dos fases no miscibles, en los que la fase continua de la emulsión está formada por agua y la fase discontinua por pequeños glóbulos de cemento asfáltico. Se denominan emulsiones asfálticas *aniónicas* cuando el agente emulsificante confiere polaridad electronegativa a los glóbulos y emulsiones asfálticas *catiónicas*, cuando les confiere polaridad electropositiva.

NORMAS

N-CMT-4-05-001/05

TABLA 2.- Clasificación de los cementos asfálticos según su viscosidad dinámica a 60°C

Clasificación	Viscosidad a 60°C Pa·s (P ⁽¹⁾)	Usos más comunes
AC-5	50 ± 10 (500 ± 100)	<ul style="list-style-type: none"> En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 1 en la Figura 1. En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen para riegos de impregnación, de liga y poreo con arena, así como en estabilizaciones.
AC-10	100 ± 20 (1 000 ± 200)	<ul style="list-style-type: none"> En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 2 en la Figura 1. En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezcla en frío, así como en carpetas por el sistema de riegos, dentro de las regiones indicadas como Zona 1 en la Figura 1.
AC-20	200 ± 40 (2 000 ± 400)	<ul style="list-style-type: none"> En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 3 en la Figura 1 En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezcla en frío, así como en carpetas por el sistema de riegos, dentro de las regiones indicadas como Zona 2 en la Figura 1
AC-30	300 ± 60 (3 000 ± 600)	<ul style="list-style-type: none"> En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 4 en la Figura 1. En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezcla en frío, así como en carpetas por el sistema de riegos, dentro de las regiones indicadas como Zonas 3 y 4 en la Figura 1. En la elaboración de asfaltos rebajados en general, para utilizarse en carpetas de mezcla en frío, así como en riegos de impregnación.

[1] Poises

Las emulsiones asfálticas pueden ser de los siguientes tipos:

- De rompimiento rápido, que generalmente se utilizan para riegos de liga y carpetas por el sistema de riegos, a excepción de la emulsión ECR-60, que no se debe utilizar en la elaboración de éstas últimas.
- De rompimiento medio, que normalmente se emplean para carpetas de mezcla en frío elaboradas en planta, especialmente cuando el contenido de finos en la mezcla es igual que dos (2) por ciento o menor, así como en trabajos de conservación tales como bacheos, renivelaciones y sobrecarpetas.



FIGURA 1.- Regiones geográficas para la utilización de asfaltos clasificados según su viscosidad dinámica a 60°C. (Ver Tabla 2)

- De rompimiento lento, que comúnmente se utilizan para carpetas de mezcla en frío elaboradas en planta y para estabilizaciones asfálticas.
- Para impregnación, que particularmente se utilizan para impregnaciones de subbases y/o bases hidráulicas.
- Superestables, que principalmente se emplean en estabilizaciones de materiales y en trabajos de recuperación de pavimentos.

Según su contenido de cemento asfáltico en masa, su tipo y polaridad, las emulsiones asfálticas se clasifican como se indica en la Tabla 3 de esta Norma.

B.3. ASFALTOS REBAJADOS

Los asfaltos rebajados, que regularmente se utilizan para la elaboración de carpetas de mezcla en frío, así como en impregnaciones de bases y subbases hidráulicas, son los materiales asfálticos líquidos compuestos por cemento asfáltico y un solvente, clasificados según su velocidad de fraguado como se indica en la Tabla 4 de esta Norma.

NORMAS

N-CMT-4-05 001/05

TABLA 3.- Clasificación de las emulsiones asfálticas

Clasificación	Contenido de cemento asfáltico en masa %	Tipo	Polaridad
EAR-55	55	Rompimiento rápido	Aniónica
EAR-60	60		
EAM-60	60	Rompimiento medio	
EAM-65	65		
EAL-55	55	Rompimiento lento	
EAL-60	60		
EAI-60	60	Para impregnación	
ECR-60	60	Rompimiento rápido	Catiónica
ECR-65	65		
ECR-70	70		
ECM-65	65	Rompimiento medio	
ECL-65	65	Rompimiento lento	
ECI-60	60	Para impregnación	
ECS-60	60	Sobrestabilizada	

TABLA 4.- Clasificación de los asfaltos rebajados

Clasificación	Velocidad de fraguado	Tipo de solvente
FR-3	Rápida	Nafta, gasolina
FM-1	Media	Queroseno

C. REFERENCIAS

Esta Norma se complementa con los siguientes:

MANUALES	DESIGNACIÓN
Muestreo de Materiales Asfálticos	M-MMP-4-05-001

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-05-001/05

Viscosidad Dinámica de Cementos y Residuos Asfálticos	M-MMP-4-05-002
Viscosidad Cinemática de Cementos Asfálticos	M-MMP-4-05-003
Viscosidad Saybolt-Furol en Materiales Asfálticos	M-MMP-4-05-004
Penetración en Cementos y Residuos Asfálticos	M-MMP-4-05-006
Punto de Inflamación Cleveland en Cementos Asfálticos	M-MMP-4-05-007
Solubilidad de Cementos y Residuos Asfálticos	M-MMP-4-05-008
Punto de Reblandecimiento en Cementos Asfálticos	M-MMP-4-05-009
Pruebas en el Residuo de la Película Delgada de Cementos Asfálticos	M-MMP-4-05-010
Ductilidad de Cementos y Residuos Asfálticos	M-MMP-4-05-011
Destilación de Emulsiones Asfálticas	M-MMP-4-05-012
Asentamiento de Emulsiones Asfálticas.....	M-MMP-4-05-013
Retenido en las Mallas N°20 y N°60 en Emulsiones Asfálticas	M-MMP-4-05-014
Cubrimiento del Agregado en Emulsiones Asfálticas.	M-MMP-4-05-015
Miscibilidad con Cemento Pórtland de Emulsiones Asfálticas	M-MMP-4-05-016
Carga Eléctrica de las Partículas de Emulsiones Asfálticas	M-MMP-4-05-017
Demulsibilidad de Emulsiones Asfálticas	M-MMP-4-05-018
Índice de Ruptura de Emulsiones Asfálticas Catiónicas	M-MMP-4-05-019
Punto de Inflamación Tag en Asfaltos Rebajados	M-MMP-4-05-020
Destilación de Asfaltos Rebajados	M-MMP-4-05-021

D. REQUISITOS DE CALIDAD PARA CEMENTOS ASFÁLTICOS

Los cementos asfálticos deben satisfacer los requisitos de calidad que se indican en la Tabla 5 de esta Norma.

E. REQUISITOS DE CALIDAD PARA EMULSIONES ASFÁLTICAS

Las emulsiones asfálticas deben satisfacer los requisitos de calidad que se indican a continuación:

NORMAS

N-CMT-4-05-001/05

TABLA 5.- Requisitos de calidad para cemento asfáltico clasificado por viscosidad dinámica a 60°C

Características	Clasificación			
	AC-5	AC-10	AC-20	AC-30
Del cemento asfáltico original:				
Viscosidad dinámica a 60°C; Pa s (P ^[1])	50 ± 10 (500 ± 100)	100 ± 20 (1 000 ± 200)	200 ± 40 (2 000 ± 400)	300 ± 60 (3 000 ± 600)
Viscosidad cinemática a 135°C, mm ² /s, mínimo (1 mm ² /s = 1 centistoke)	175	250	300	350
Viscosidad Saybolt-Furol a 135 °C; s, mínimo	80	110	120	150
Penetración a 25°C, 100 g, 5 s; 10 ⁻¹ mm, mínimo	140	80	60	50
Punto de inflamación Cleveland: °C, mínimo	177	219	232	232
Solubilidad: %, mínimo	99	99	99	99
Punto de reblandecimiento; °C	37 - 43	45 - 52	48 - 56	50 - 58
Del residuo de la prueba de la película delgada:				
Pérdida por calentamiento; %, máximo	1	0,5	0,5	0,5
Viscosidad dinámica a 60°C; Pa-s (P ^[1]), máximo	200 (2 000)	400 (4 000)	800 (8 000)	1 200 (12 000)
Ductilidad a 25°C y 5 cm/min; cm, mínimo	100	75	50	40
Penetración retenida a 25 °C; %, mínimo	46	50	54	58

[1] Poises

E.1. PARA LAS EMULSIONES ASFÁLTICAS ANIÓNICAS

Las emulsiones asfálticas aniónicas, según su clasificación, han de cumplir con todos los requisitos establecidos en la Tabla 6 de esta Norma.

E.2. PARA LAS EMULSIONES ASFÁLTICAS CATIONICAS

Las emulsiones asfálticas cationicas, según su clasificación, han de cumplir con todos los requisitos establecidos en la Tabla 7 de esta Norma.

F. REQUISITOS DE CALIDAD PARA ASFALTOS REBAJADOS

Los asfaltos rebajados, según su clasificación, deben satisfacer los requisitos establecidos en la Tabla 8 de esta Norma.

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-05-001/05

TABLA 6.- Requisitos de calidad para emulsiones asfálticas aniónicas

Características	Clasificación						
	EAR-55	EAR-60	EAM-60	EAM-65	EAL-55	EAL-60	EAI-60
De la emulsión:							
Contenido de cemento asfáltico en masa, %, mínimo	55	60	60	65	55	60	60
Viscosidad Saybolt-Furol a 25°C; s, mínimo	5	—	—	—	20	20	5
Viscosidad Saybolt-Furol a 50°C; s, mínimo	—	40	50	25	—	—	—
Asentamiento en 5 días; diferencia en %, máximo	5	5	5	5	5	5	5
Retenido en malla N° 20 en la prueba del tamiz; %, máximo	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Pasa malla N° 20 y se retiene en malla N° 60 en la prueba del tamiz; %, máximo	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Cubrimiento del agregado seco; %, mínimo	—	—	90	90	90	90	—
Cubrimiento del agregado húmedo; %, mínimo	—	—	75	75	75	75	—
Miscibilidad con cemento Portland; %, máximo	—	—	—	—	2	2	—
Carga eléctrica de las partículas	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
Demulsibilidad; %	60 mín	50 mín	30 máx	30 máx	—	—	—
Del residuo de la destilación:							
Viscosidad dinámica a 60°C, Pa·s (P ¹¹)	50 ± 10 (500 ± 100)	100 ± 20 (1 000 ± 200)	50 ± 10 (500 ± 100)	100 ± 20 (1 000 ± 200)	50 ± 10 (500 ± 100)	100 ± 20 (1 000 ± 200)	50 ± 10 (500 ± 100)
Penetración a 25°C, en 100 g y 5 s; 10 ⁻¹ mm	100-200	50 - 90	100-200	50 - 90	100-200	50 - 90	150 - 250
Solubilidad; %, mínimo	97,5	97,5	97,5	97,5	97,5	97,5	97,5
Ductilidad a 25°C; cm, mínimo	40	40	40	40	40	40	40

[1] Poises

G. TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO DE MATERIALES ASFÁLTICOS

Con el propósito de evitar la alteración de las propiedades de los materiales asfálticos antes de su utilización en la obra, ha de tenerse cuidado en su transporte y almacenamiento, atendiendo los siguientes aspectos:

NORMAS

N-CMT-4-05-001/05

TABLA 7.- Requisitos de calidad para emulsiones asfálticas catiónicas

Características	Clasificación						
	ECR-60	ECR-65	ECR-70	ECM-65	ECL-65	ECL-45	ECS-60
De la emulsión:							
Contenido de cemento asfáltico en masa; %, mínimo	60	65	68	65	65	60	60
Viscosidad Saybolt-Furol a 25°C; s, mínimo	—	—	—	—	25	5	25
Viscosidad Saybolt-Furol a 50°C; s, mínimo	5	40	50	25	—	—	—
Asentamiento en 5 días; diferencia en %, máximo	5	5	5	5	5	10	5
Retenido en malla N° 20 en la prueba del tamiz; %, máx	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Pasa malla N° 20 y se retiene en malla N° 60 en la prueba del tamiz; %, máximo	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Cubrimiento del agregado seco; %, mínimo	—	—	—	90	90	—	90
Cubrimiento del agregado húmedo; %, mínimo	—	—	—	75	75	—	75
Carga eléctrica de las partículas	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)
Disolvente en volumen; %, máximo	—	3	3	5	—	15	—
Índice de ruptura; %	< 100	< 100	< 100	80 – 140	> 120	—	> 120
Del residuo de la destilación:							
Viscosidad dinámica a 60°C; Pa·s (P ^[1])	50 ± 10 (500 ± 100)	50 ± 10 (500 ± 100)	50 ± 10 (500 ± 100)	50 ± 10 (500 ± 100)	50 ± 10 (500 ± 100)	50 ± 10 (500 ± 100)	50 ± 10 (500 ± 100)
Penetración ^[2] a 25°C, en 100 g y 5 s, 10 ⁻¹ mm	110-250	110-250	110-250	100-250	100-250	100-400	100-250
Solubilidad; %, mínimo	97,5	97,5	97,5	97,5	97,5	97,5	—
Ductilidad a 25°C; cm, mínimo	40	40	40	40	40	40	—

[1] Poises

[2] En climas que alcancen temperaturas iguales o mayores de 40°C, la penetración en el residuo de la destilación de las emulsiones ECR-65, ECR-70, ECM-65 y ECL-65, en el proyecto se puede considerar de 50 a 90 × 10⁻¹ mm.

G.1. TRANSPORTE DE MATERIALES ASFÁLTICOS

G.1.1. Los materiales asfálticos se transportarán desde el lugar de adquisición hasta el de almacenamiento, utilizando pipas, carros-tanque de ferrocarril o buques-tanque, que cuenten con los equipos que permitan calentar el producto cuando así se requiera. Los tanques serán herméticos, y tendrán tapas

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-05-001/05

adecuadas para evitar fugas y contaminaciones. El transporte se hará observando las Normas Oficiales Mexicanas aplicables, sujetándose en lo que corresponda, a las leyes y reglamentos de protección ecológica vigentes.

TABLA 8.- Requisitos de calidad para asfaltos rebajados

Características	Grado	
	FM-1	FR-3
Del asfalto rebajado:		
Punto de inflamación Tag; °C, mínimo	38	27
Viscosidad Saybolt-Furol a 50°C; s	75 - 150	—
Viscosidad Saybolt-Furol a 60°C; s	—	250 - 500
Contenido de solvente por destilación a 360°C, en volumen, %		
Hasta 225°C	20 máx	25 mín
Hasta 260°C	25 - 65	55 mín
Hasta 315°C	70 - 90	83 mín
Contenido de cemento asfáltico por destilación a 360°C, en volumen, %, mínimo	60	73
Contenido de agua por destilación a 360°C, en volumen, %, máximo	0,2	0,2
Del residuo de la destilación:		
Viscosidad dinámica a 60°C; Pa·s (P ^[1]), máximo	200 ± 40 (2 000 ± 400)	200 ± 40 (2 000 ± 400)
Penetración a 25°C, en 100 g y 5 s, 10 ⁻¹ mm	120 - 300	80 - 120
Ductilidad a 25°C; cm, mínimo	100	100
Solubilidad; %, mínimo	99,5	99,5

[1] Paises

G.1.2. Antes de cargar el material asfáltico, los tanques han de ser limpiados cuidadosamente, eliminando residuos de productos transportados anteriormente, grasas, polvo o cualquier otra sustancia que lo pueda contaminar. Una vez cargado el material asfáltico, las tapas y llaves del tanque se sellarán en forma inviolable. Los sellos se retirarán en el momento de la descarga del material en el almacenamiento. No se aceptará el material en el caso de que los sellos hayan sido violados.

G.2. ALMACENAMIENTO DE MATERIALES ASFÁLTICOS

G.2.1. Los materiales asfálticos se almacenarán en depósitos adecuadamente ubicados, con la capacidad suficiente para recibir cada entrega, que reúnan los requisitos necesarios para evitar la contaminación de los productos que contengan, que estén protegidos contra incendios, fugas y pérdida

NORMAS

N-CMT-4-05-001/05

excesiva de disolventes o emulsivos y que cuenten con los equipos adecuados para calentar el producto cuando así se requiera, así como con los elementos necesarios para su carga, descarga y limpieza.

- G.2.2.** Antes de utilizar los depósitos, estos han de ser limpiados cuidadosamente, eliminando natas o residuos de otros productos, materiales extraños o materiales asfálticos de tipo diferente al que se va almacenar. Esta operación se repetirá cada vez que sea necesario para evitar la contaminación del producto.
- G.2.3.** En el caso de emulsiones asfálticas, se utilizarán tanques verticales equipados con dispositivos para la recirculación del material, para evitar lo más posible el asentamiento y la formación de natas.
- G.2.4.** Tratándose de emulsiones asfálticas, con el propósito de que no se contaminen con la nata que pudiera haberse formado sobre la superficie del material previamente almacenado, el llenado de los depósitos de almacenamiento ha de efectuarse desde el fondo de estos, evitando que el producto caiga sobre la superficie del material ya almacenado, rompiendo dicha nata.
- G.2.5.** Cada depósito de almacenamiento se identificará, indicando en un lugar visible, su capacidad, el tipo de material asfáltico que contiene y, cuando se trate de recipientes, origen del material y fecha de producción. Asimismo, para cada depósito, se llevará un registro en el que se indiquen las fechas y volúmenes de los suministros recibidos y de las salidas del material.
- G.2.6.** En el caso de emulsiones de rompimiento rápido, es importante que la temperatura de almacenamiento no sea mayor de ochenta (80) grados Celsius en el punto de contacto.

H. CRITERIOS PARA ACEPTACIÓN O RECHAZO

Para que un material asfáltico sea aceptado por la Secretaría, antes de su utilización, el Contratista de Obra, o el proveedor cuando se trate de emulsiones asfálticas en obras por administración directa, entregará a la Secretaría un certificado de calidad por cada lote o suministro, que

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-05-001/05

garantice el cumplimiento de todos los requisitos establecidos en esta Norma, según el tipo de material asfáltico establecido en el proyecto autorizado por la Secretaría, expedido por su propio laboratorio o por un laboratorio externo. Además, con objeto de controlar la calidad del material asfáltico durante la ejecución de la obra, el Contratista de Obra realizará las pruebas necesarias, en muestras obtenidas como se establece en el Manual M-MMP-4-05-001 *Muestreo de Materiales Asfálticos* y mediante los procedimientos de prueba contenidos en los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma, en el número y con la periodicidad que se establezca en el proyecto autorizado por la Secretaría, que verifiquen que las características indicadas en la Tabla 9 cumplan con los valores establecidos en esta Norma, entregando a la Secretaría los resultados de dichas pruebas.

TABLA 9.- Características de calidad que se deben revisar en los materiales asfálticos durante la ejecución de la obra

Cementos asfálticos	Emulsiones asfálticas	Asfaltos rebajados
En el cemento asfáltico original:	En la emulsión:	En el asfalto rebajado:
<ul style="list-style-type: none"> • Viscosidad dinámica a 60°C • Punto de inflamación Cleveland 	<ul style="list-style-type: none"> • Contenido de cemento asfáltico en masa • Viscosidad Saybolt-Furol a 25 y 50°C • Cubrimiento del agregado seco y húmedo • Carga eléctrica de las partículas 	<ul style="list-style-type: none"> • Punto de inflamación Tag • Viscosidad Saybolt-Furol a 25 y 50°C • Contenido de solvente por destilación a 360°C • Contenido de cemento asfáltico por desblación a 360°C
En el residuo de la película delgada:	En el residuo de la destilación:	En el residuo de la destilación:
<ul style="list-style-type: none"> • Viscosidad dinámica a 60°C • Pérdida por calentamiento • Ductilidad a 25°C y 5 cm/min • Penetración a 25°C, 100 g, 5 s 	<ul style="list-style-type: none"> • Viscosidad dinámica a 60°C • Ductilidad a 25°C y 5 cm/min • Penetración a 25°C, 100 g, 5 s 	<ul style="list-style-type: none"> • Viscosidad dinámica a 60°C • Ductilidad a 25°C y 5 cm/min • Penetración a 25°C, 100 g, 5 s

En cualquier momento la Secretaría puede verificar que el material asfáltico suministrado cumpla con cualquiera de los requisitos de calidad establecidos en esta Norma, siendo motivo de rechazo el incumplimiento de cualquiera de ellos.

I. BIBLIOGRAFÍA

Asphalt Institute, *Manual MS-22 Principios de Construcción de Pavimentos de Mezcla Asfáltica en Caliente*, Lexington, KY, EUA.

NORMAS:

N-CMT-4-05-001/05

Asphalt Institute, *Manual 22 Construction of Hot-Mix Asphalt Pavements*, 2º ed, Lexington, KY, EUA.

Instituto del Asfalto; Departamento del Transporte de los Estados Unidos, Administración Federal de Carreteras; e IPC, *Antecedentes del Diseño y Análisis de Mezclas Asfálticas, Aplicaciones Tecnológicas, Innovaciones a través de Asociaciones*, Asphalt Institute, Lexington, KY, EUA (nov 1994).

PEMEX Refinación, *Especificaciones y Pruebas para Cementos Asfálticos en la Construcción de Pavimentos*, PEMEX, México, DF (1998).

Dirección General de Servicios Técnicos, *Propuesta de Actualización de Normas de Calidad para Emulsiones Asfálticas*, Subsecretaría de Infraestructura, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, DF (mar 1999).

**LIBRO: CMT. CARACTERÍSTICAS DE
LOS MATERIALES**

PARTE: 4. MATERIALES PARA PAVIMENTOS

TÍTULO: 05. Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas

CAPÍTULO: 003. Calidad de Mezclas Asfálticas para Carreteras

A. CONTENIDO

Esta Norma contiene las características de calidad de las mezclas asfálticas que se utilicen en la construcción de pavimentos para carreteras.

B. DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN

Una mezcla asfáltica es el producto obtenido de la incorporación y distribución uniforme de un material asfáltico en uno pétreo.

Las mezclas asfálticas, según el procedimiento de mezclado, se clasifican como sigue:

B.1. MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE

Son las elaboradas en caliente, utilizando cemento asfáltico y materiales pétreos, en una planta mezcladora estacionaria o móvil, provista del equipo necesario para calentar los componentes de la mezcla.

Las mezclas asfálticas en caliente se clasifican a su vez en:

B.1.1. Mezcla asfáltica de granulometría densa

Es la mezcla en caliente, uniforme y homogénea, elaborada con cemento asfáltico y materiales pétreos bien graduados, con tamaño nominal entre treinta y siete coma cinco (37,5) milímetros (1 ½ in) y nueve coma cinco (9,5) milímetros

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-05-003/02

($\frac{1}{2}$ in), que satisfagan los requisitos de calidad establecidos en la Cláusula D. de la Norma N-CMT-4-04, *Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*. Normalmente se utiliza en la construcción de carpetas asfálticas de pavimentos nuevos en los que se requiere una alta resistencia estructural, o en renivelaciones y refuerzo de pavimentos existentes.

B.1.2. Mezcla asfáltica de granulometría abierta

Es la mezcla en caliente, uniforme, homogénea y con un alto porcentaje de vacíos, elaborada con cemento asfáltico y materiales pétreos de granulometría uniforme, con tamaño nominal entre doce coma cinco (12,5) milímetros ($\frac{1}{2}$ in) y seis coma tres (6,3) milímetros ($\frac{1}{4}$ in), que satisfagan los requisitos de calidad establecidos en la Cláusula E. de la Norma N-CMT-4-04, *Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*. Estas mezclas normalmente se utilizan para formar capas de rodadura, no tienen función estructural y generalmente se construyen sobre una carpeta de granulometría densa, con la finalidad principal de satisfacer los requerimientos de calidad de rodamiento del tránsito, al permitir que el agua de lluvia sea desplazada por las llantas de los vehículos, ocupando los vacíos de la carpeta, con lo que se incrementa la fricción de las llantas con la superficie de rodadura, se minimiza el acuaplaneo, se reduce la cantidad de agua que se impulsa sobre los vehículos adyacentes y se mejora la visibilidad del señalamiento horizontal. Las mezclas asfálticas de granulometría abierta no deben colocarse en zonas susceptibles al congelamiento ni donde la precipitación sea menor de seiscientos (600) milímetros por año.

B.2. MEZCLAS ASFÁLTICAS EN FRÍO

Son las elaboradas en frío, en una planta mezcladora móvil, utilizando emulsiones asfálticas o asfaltos rebajados y materiales pétreos.

Las mezclas asfálticas en frío se clasifican a su vez en:

B.2.1. Mezcla asfáltica de granulometría densa

Es la mezcla en frío, uniforme y homogénea, elaborada con emulsión asfáltica o asfalto rebajado y materiales pétreos, con

NORMAS

N-CMT-4-05-003/02

tamaño nominal entre treinta y siete coma cinco (37,5) milímetros (1 ½ in) y nueve coma cinco (9,5) milímetros (¾ in), que satisfagan los requisitos de calidad establecidos en la Cláusula D. de la Norma N-CMT-4-04, *Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*. Normalmente se utiliza en los casos en que la intensidad del tránsito (ΣL) es igual a un (1) millón de ejes equivalentes o menor, en donde no se requiera de una alta resistencia estructural, para la construcción de carpetas asfálticas de pavimentos nuevos y en carpetas para el refuerzo de pavimentos existentes, así como para la reparación de baches.

B.2.2. Mortero asfáltico

Es la mezcla en frío, uniforme y homogénea, elaborada con emulsión asfáltica o asfalto rebajado, agua y arena con tamaño máximo de dos coma treinta y seis (2,36) milímetros (N°8), que satisfaga los requisitos de calidad establecidos en la Cláusula F. de la Norma N-CMT-4-04, *Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*. Normalmente se coloca sobre una base impregnada o una carpeta asfáltica, como capa de rodadura.

B.3. MEZCLAS ASFÁLTICAS POR EL SISTEMA DE RIEGOS

Son las que se construyen mediante la aplicación de uno o dos riegos de un material asfáltico, intercalados con una, dos o tres capas sucesivas de material pétreo triturado de tamaños decrecientes que, según su denominación, satisfagan los requisitos de calidad establecidos en la Cláusula G. de la Norma N-CMT-4-04, *Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*. Las carpetas por el sistema de riegos se clasifican en carpetas de uno, de dos y de tres riegos. Las carpetas de un riego o la última capa de las carpetas de dos o tres riegos, pueden ser premezcladas o no. Normalmente se colocan sobre una base impregnada o una carpeta asfáltica, nueva o existente, como capa de rodadura con el objeto de proporcionar resistencia al derrapamiento y al pulimento.

C. REFERENCIAS

Esta Norma se complementa con las siguientes:

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-05-003/02

NORMAS Y MANUALES	DESIGNACIÓN
Carpetas Asfálticas con Mezcla en Caliente	N-CTR-CAR-1-04-006
Carpetas Asfálticas con Mezcla en Frio	N-CTR-CAR-1-04-007
Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas	N-CMT-4-04
Calidad de Materiales Asfálticos	N-CMT-4-05-001
Calidad de Materiales Asfálticos Modificados ...	N-CMT-4-05-002
Muestreo de Mezclas Asfálticas	M-MMP-4-05-029
Método Marshall para Mezclas Asfálticas de Granulometría Densa	M-MMP-4-05-031
Método Hveem para Mezclas Asfálticas de Granulometría Densa	M-MMP-4-05-032
Método Cántabro para Mezclas Asfálticas de Granulometría Abierta	M-MMP-4-05-033
Método Hubbard Field para Morteros Asfálticos	M-MMP-4-05-034
Contenido de Cemento Asfáltico en Mezclas	M-MMP-4-05-035
Contenido de Agua en Mezclas Asfálticas	M-MMP-4-05-036
Contenido de Disolventes en Mezclas Asfálticas	M-MMP-4-05-037

D. REQUISITOS DE CALIDAD

Los materiales pétreos y los materiales asfálticos que se utilicen en la elaboración de mezclas asfálticas, cumplirán con lo establecido en las Normas N-CMT-4-04, *Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*, N-CMT-4-05-001, *Calidad de Materiales Asfálticos* y N-CMT-4-05-002, *Calidad de Materiales Asfálticos Modificados*.

D.1. MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE

Las mezclas asfálticas en caliente, diseñadas de acuerdo con los procedimientos descritos en los Manuales M-MMP-4-05-031, *Método Marshall para Mezclas Asfálticas de Granulometría Densa*, M-MMP-4-05-032, *Método Hveem para Mezclas Asfálticas de Granulometría Densa*, M-MMP-4-05-033, *Método Cántabro para Mezclas Asfálticas de Granulometría Abierta* y M-MMP-4-05-034, *Método Hubbard Field para Morteros Asfálticos*, según su tipo, cumplirán con los siguientes requisitos de calidad:

NORMAS

N-CMT-4-05-003/02

D.1.1. Mezcla asfáltica de granulometría densa

Según el método utilizado en el diseño, la mezcla asfáltica cumplirá con los requisitos de calidad señalados a continuación:

D.1.1.1. Mezcla asfáltica de granulometría densa diseñada por el método Marshall

Las mezclas asfálticas diseñadas mediante el procedimiento descrito en el Manual M-MMP-4-05-031, *Método Marshall para Mezclas Asfálticas de Granulometría Densa*, de acuerdo con el tránsito esperado en términos del número de ejes equivalentes de ocho coma dos (8,2) toneladas, acumulados durante la vida útil del pavimento (ΣL), cumplirán con los requisitos de calidad que se indican en la Tabla 1 y con el porcentaje de vacíos en el agregado mineral (VAM) indicado en la Tabla 2 de esta Norma, en función del tamaño nominal del material pétreo utilizado en la mezcla.

TABLA 1.- Requisitos de calidad para mezclas de granulometría densa, diseñadas mediante el método Marshall

Características	Número de ejes equivalentes de diseño ΣL [1]	
	$\Sigma L \leq 10^6$	$10^6 < \Sigma L \leq 10^7$ [2]
Compactación; número de golpes en cada cara de la probeta	50	75
Estabilidad, N (lb), mínimo	5 340 (1 200)	8 000 (1 800)
Flujo, mm (10^{-2} in)	2 - 4 (8 - 16)	2 - 3,5 (8 - 14)
Vacíos en la mezcla asfáltica (VMC): %	3 - 5	3 - 5
Vacíos ocupados por el asfalto (VFA): %	65 - 78	65 - 75

[1] ΣL = Número de ejes equivalentes de 8,2 t (ESAL), esperado durante la vida útil del pavimento

[2] Para tránsitos mayores de 10^7 ejes equivalentes de 8,2 t, se requiere un diseño especial de la mezcla.

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-05-003/02

D.1.1.2. Mezcla asfáltica de granulometría densa diseñada por el método Hveem

Las mezclas asfálticas diseñadas mediante el procedimiento descrito en el Manual M-MMP-4-05-032, *Método Hveem para Mezclas Asfálticas de Granulometría Densa*, de acuerdo con la intensidad del tránsito esperada en términos del número de ejes equivalentes de ocho coma dos (8,2) toneladas, acumulados durante la vida útil del pavimento (ΣL), cumplirán con los requisitos de calidad que se indican en la Tabla 3 de esta Norma. Además es conveniente que el porcentaje de vacíos en la mezcla asfáltica respecto al volumen del espécimen no sea menor de cuatro (4) por ciento.

TABLA 2.- Vacíos en el agregado mineral (VAM) para mezclas de granulometría densa, diseñadas mediante el método Marshall

Tamaño nominal del material pétreo utilizado en la mezcla ^[1]		Vacíos en la mezcla asfáltica (VMC) de diseño %		
		3	4	5
mm	Designación	Vacíos en el agregado mineral (VAM) % mínimo		
9,5	¾"	14	15	16
12,5	½"	13	14	15
19	¾"	12	13	14
25	1"	11	12	13
37,5	1½"	10	11	12

[1] El tamaño nominal corresponde al indicado en la Cláusula D de la Norma N-CMT-4-04, *Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*, para el tipo y granulometría del material pétreo utilizado en la mezcla.

TABLA 3.- Requisitos de calidad para mezclas de granulometría densa, diseñados mediante el método Hveem

Características	Número de ejes equivalentes de diseño ΣL ^[1]	
	$\Sigma L \leq 10^6$	$10^6 < \Sigma L \leq 10^7$ ^[2]
Valor de estabilidad (R), mínimo	35	37
Expansión, mm (in), máximo	0,762 (0,03)	

[1] ΣL = Número de ejes equivalentes de 8,2 t (ESAL), esperado durante la vida útil del pavimento.

[2] Para tránsitos mayores de 10^7 ejes equivalentes de 8,2 t, se requiere un diseño especial de la mezcla.

NORMAS

N-CMT-4-05-003/02

D.1.1.3. Material fino (filler)

Cuando se requiera un material fino (*filler*) para lograr la granulometría del material pétreo establecida en la Cláusula D. de la Norma N-CMT-4-04, *Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*, se puede utilizar cemento Portland o cal, lo que también acelerará la estabilidad de la mezcla y mejorará la afinidad entre el material asfáltico y los materiales pétreos; el contenido de filler no será mayor que el porcentaje máximo de material que pasa la malla N°200, indicado en la Cláusula mencionada.

D.1.2. Mezcla asfáltica de granulometría abierta

D.1.2.1. La mezcla asfáltica de granulometría abierta diseñada mediante el procedimiento descrito en el Manual M-MMP-4-05-033, *Método Cántabro para Mezclas Asfálticas de Granulometría Abierta*, tendrá como mínimo el contenido de asfalto que corresponda a un desgaste en las probetas igual a treinta (30) por ciento o menor y como máximo el contenido de asfalto que corresponda a un porcentaje de vacíos en dichas probetas igual a veinte (20) por ciento o mayor.

D.1.2.2. Cuando se requiera un material fino (*filler*) para lograr la granulometría del material pétreo establecida en la Cláusula E. de la Norma N-CMT-4-04, *Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*, se puede utilizar cemento Portland o cal, lo que también acelerará la estabilidad de la mezcla y mejorará la afinidad entre el material asfáltico y los materiales pétreos; el contenido de filler no será mayor que el porcentaje máximo de material que pasa la malla N°200, indicado en la Cláusula mencionada.

D.2. MEZCLAS ASFÁLTICAS EN FRÍO

Las mezclas asfálticas en frío, diseñadas de acuerdo con los procedimientos descritos en los Manuales M-MMP-4-05-031, *Método Marshall para Mezclas Asfálticas de Granulometría Densa*, M-MMP-4-05-032, *Método Hveem para Mezclas Asfálticas de Granulometría Densa* o M-MMP-4-05-034, *Método Hubbard Field*

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-05-003/02

para Morteros Asfálticos, según su tipo, cumplirán con los siguientes requisitos de calidad:

D.2.1. Mezcla asfáltica de granulometría densa

En la fabricación de las mezclas asfálticas de granulometría densa en frío, que se empleen en carpetas o reparación de baches se tomará en cuenta lo siguiente:

- D.2.1.1.** La emulsión asfáltica que se utilice en las mezclas para carpetas asfálticas de granulometría densa en frío será de rompimiento medio o lento.
- D.2.1.2.** El asfalto rebajado que se utilice en las mezclas para carpetas asfálticas de granulometría densa en frío será de fraguado rápido.
- D.2.1.3.** Las mezclas para carpetas asfálticas de granulometría densa en frío, cumplirán con los requisitos de calidad señalados en las Tablas 1 y 2, ó 3 de esta Norma, según el método utilizado en su diseño, para una intensidad del tránsito (ΣL) igual a un (1) millón de ejes equivalentes.
- D.2.1.4.** En caso que así lo indique el proyecto o previa aprobación de la Secretaría, cuando se requiera un material fino (*filler*) para lograr la granulometría del material pétreo establecida en la Cláusula D. de la Norma N-CMT-4-04, *Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*, se puede utilizar cemento Pórtland o cal, lo que también acelerará la estabilidad de la mezcla y mejorará la afinidad entre el material asfáltico y los materiales pétreos; el contenido de filler no será mayor que el porcentaje máximo de material que pasa la malla N°200, indicado en la Cláusula mencionada.

D.2.2. Mortero asfáltico

En la fabricación del mortero asfáltico se tomará en cuenta lo siguiente:

NORMAS

N-CMT-4-05-003/02

- D.2.2.1.** La emulsión asfáltica que se utilice en la fabricación del mortero será de rompimiento lento.
- D.2.2.2.** El asfalto rebajado que se utilice en la fabricación del mortero será de fraguado rápido.
- D.2.2.3.** El agua que se utilice para dar la consistencia necesaria al mortero, estará libre de materias extrañas y de sales solubles en cantidades que, a juicio de la Secretaría, resulten perjudiciales.
- D.2.2.4.** El proporcionamiento del mortero asfáltico cumplirá con lo establecido en la Tabla 4 de esta Norma.

TABLA 4.- Requisitos de proporcionamiento de morteros asfálticos

Componentes	Contenido en la mezcla % ^[1]
Emulsión asfáltica de rompimiento lento	18 - 25
Agua para dar la consistencia necesaria a la mezcla con emulsión asfáltica	10 - 15
Asfalto rebajado de fraguado rápido	14 - 22

[1] Por ciento respecto a la masa seca del material pétreo

- D.2.2.5.** Las características del mortero asfáltico serán tales que, una vez tendido, se estabilice en un periodo comprendido entre una (1) y cinco (5) horas.
- D.2.2.6.** En caso que así lo indique el proyecto o previa aprobación de la Secretaría, cuando se requiera un material fino (*filler*) para lograr la granulometría del material pétreo establecida en la Cláusula F. de la Norma N-CMT-4-04, *Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*, se puede utilizar cemento Pórtland o cal, lo que también acelerará la estabilidad de la mezcla y mejorará la afinidad entre el material asfáltico y los materiales pétreos; el contenido de filler no será mayor que el porcentaje máximo de material que pasa la malla N°200, indicado en la Cláusula mencionada. En el caso que se utilicen emulsiones, sólo se podrá añadir filler si así lo indica el proyecto o previa aprobación de la Secretaría.

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-05-003/02

D.3. MEZCLAS ASFÁLTICAS POR EL SISTEMA DE RIEGOS

En la construcción de carpetas asfálticas por el sistema de riegos se tomará en cuenta lo siguiente:

- D.3.1.** La emulsión asfáltica que se utilice en la construcción de carpetas asfálticas por el sistema de riegos será de rompimiento rápido; sin embargo, nunca se utilizará la emulsión ECR-60.
- D.3.2.** En cada caso, las cantidades de los distintos tipos de materiales pétreos que se empleen, así como las del material asfáltico, serán las establecidas en el proyecto o aprobadas por la Secretaría. En términos generales las cantidades de materiales que se utilicen estarán comprendidas dentro de los límites indicados en la Tabla 5 de esta Norma.

TABLA 5.- Cantidades de materiales pétreos y asfálticos en mezclas asfálticas por el sistema de riegos

Materiales ⁽¹⁾ L/m ²	Tipo de carpeta							
	Tres riegos			Dos riegos			Un riego	
Cemento asfáltico	0			---			---	
Material pétreo tipo 1	20 - 25			---			---	
Cemento asfáltico	0,7 - 0,8			0,7 - 0,8			---	
Material pétreo tipo 2	8 - 12			8 - 12			---	
Cemento asfáltico	0,7 - 0,8	---	---	0,7 - 0,8	---	---	0,7 - 0,8	---
Material pétreo tipo 3-A	8 - 10	---	---	8 - 10	---	---	8 - 10	---
Cemento asfáltico	---	0,7 - 0,8	---	---	0,7 - 0,8	---	---	---
Material pétreo tipo 3-B	---	6 - 8	---	---	6 - 8	---	---	---
Cemento asfáltico	---	---	0,7 - 0,8	---	---	0,7 - 0,8	---	0,7 - 0,8
Material pétreo tipo 3-E	---	---	9 - 11	---	---	9 - 11	---	9 - 11

[1] El cemento asfáltico considerado en esta Tabla se refiere al que contiene la emulsión o el asfalto rebajado que se utilice. Para calcular la cantidad de emulsión o de asfalto rebajado por aplicar, debe dividirse el valor anotado entre el contenido de cemento que tenga la emulsión o el asfalto rebajado, ambos expresados en litros

E. CONDICIONES PARA LA ELABORACIÓN Y USO ADECUADO DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS

- E.1.** Las mezclas asfálticas en caliente se elaborarán a las temperaturas más bajas posibles que permitan obtener una mezcla y cubrimiento del material pétreo uniformes, pero lo suficientemente altas para disponer del tiempo requerido para su transporte, tendido y compactación. En general, las temperaturas de mezclado, dependiendo del tipo de cemento asfáltico utilizado, pueden ser las indicadas en la Tabla 6 de esta Norma. Cuando se trate de cementos asfálticos modificados, las temperaturas de

NORMAS

N-CMT-4-05-003/02

mezclado deben consultarse con el fabricante del modificador que se utilice.

TABLA 6.- Temperaturas de mezclado para mezclas en caliente

Clasificación del cemento asfáltico	Temperatura de mezclado °C
AC- 5	120 - 145
AC-10	120 - 155
AC-20	130 - 160
AC-30	130 - 165

- E.2.** La temperatura de las emulsiones asfálticas al momento de su empleo en las mezclas asfálticas en frío o de su aplicación para las carpetas asfálticas por el sistema de riegos, será de cinco (5) a cuarenta (40) grados Celsius; en el caso de asfaltos rebajados, será de sesenta (60) a ochenta (80) grados Celsius.
- E.3.** No se aplicarán los materiales asfálticos cuando la temperatura ambiente sea menor de cinco (5) grados Celsius, cuando haya amenaza de lluvia o cuando la velocidad del viento impida que la aplicación con petrolizadora sea uniforme.
- E.4.** Los contenidos de cemento asfáltico, de agua y de disolventes en las mezclas asfálticas, determinados de acuerdo con los procedimientos descritos en los Manuales M-MMP-4-05-035, *Contenido de Cemento Asfáltico en Mezclas*, M-MMP-4-05-036, *Contenido de Agua en Mezclas Asfálticas* y M-MMP-4-05-037, *Contenido de Disolventes en Mezclas Asfálticas*, respectivamente, quedarán dentro de los límites fijados en la Tabla 7 de esta Norma.
- E.5.** Las temperaturas mínimas convenientes para el tendido y compactación de la mezcla asfáltica, serán determinadas por el responsable de esas actividades, mediante la curva *Viscosidad-Temperatura* del material asfáltico que se utilice.
- E.6.** Los espesores compactos de las capas que se construyan con mezclas asfálticas en caliente, no serán menores que uno coma cinco (1,5) veces el tamaño nominal del material pétreo utilizado. El espesor máximo de la capa será aquel que el equipo sea capaz compactar, de tal forma que la diferencia entre el grado de compactación en los tres (3) centímetros superiores y los tres (3)

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-05-003/02

centímetros inferiores, no difiera en más del uno (1) por ciento; si esto sucede, la carpeta se construirá en dos o más capas.

TABLA 7.- Contenidos de cemento asfáltico, agua y disolventes en mezclas asfálticas

Material asfáltico empleado en la elaboración de la mezcla	Tolerancia en el contenido de cemento asfáltico (CA) ^[1] %	Contenido de agua libre permitido ^[2] %	Relación de disolventes a cemento asfáltico en masa (valor K)
Cemento asfáltico	CA ± 0,05	1	0
Emulsión asfáltica sin disolventes	CA ± 0,1	---	0
Emulsión asfáltica con disolventes	CA ± 0,1	---	0,05 a 0,08
Asfaltos rebajados	CA ± 0,1	1	0,05 a 0,08

[1] CA corresponde al contenido de cemento asfáltico determinado en el diseño de la mezcla, en por ciento respecto a la masa del material pétreo.

[2] Respecto a la masa de la mezcla asfáltica.

E.7. Las capas construidas con mezcla asfáltica, serán compactadas como mínimo al noventa y cinco (95) por ciento de su masa volumétrica máxima, determinada en cada caso de acuerdo con los métodos de prueba que fije la Secretaría.

F. TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE

Con el propósito de evitar la alteración de las características de las mezclas asfálticas en caliente antes de su utilización en la obra, se tendrá cuidado en su transporte y almacenamiento, atendiendo los siguientes aspectos:

F.1. La mezcla asfáltica en caliente puede ser almacenada por corto tiempo en tolvas metálicas sin orificios, con superficie interior lisa y limpia, pero teniendo en cuenta que la temperatura de la mezcla se reducirá rápidamente. No se permitirá el almacenamiento en pilas o montones, aun cuando estos se cubran con lonas.

F.1.1. Si se utilizan silos térmicamente aislados, la mezcla puede ser almacenada hasta por veinticuatro (24) horas sin pérdidas de temperatura y calidad considerables.

NORMAS

N-CMT-4-05-003/02

- F.1.2.** De requerirse largos periodos de almacenamiento, se utilizarán silos que incluyan sistemas de calentamiento que permitan mantener la temperatura de la mezcla, pero cuidando que no se presente sangrado u oxidación de la mezcla.
- F.2.** La mezcla asfáltica en caliente se transportará en vehículos con caja metálica con superficie interior lisa, sin orificios y que esté siempre limpia y libre de residuos de mezcla asfáltica, para evitar que ésta se adhiera a la caja.
- F.3.** Antes de cargar el vehículo de transporte, se limpiará su caja y se cubrirá la superficie interior de la misma con un lubricante para evitar que se le adhiera la mezcla, utilizando para ello una solución de agua y cal, agua jabonosa o algún producto comercial apropiado. En ningún caso se deben usar productos derivados del petróleo como el diesel, debido a problemas ambientales y posibles daños a la mezcla. Una vez hecho lo anterior, se levantará la caja para drenar el exceso de lubricante.
- F.4.** El vehículo de transporte se llenará con varias descargas sucesivas de la mezcla para minimizar la segregación de los materiales pétreos, acomodándolas desde los extremos de la caja hacia su centro.
- F.5.** Una vez cargado el vehículo de transporte, se cubrirá la mezcla asfáltica con una lona que la preserve del polvo, materias extrañas y de la pérdida de calor durante el trayecto.
- F.6.** El tiempo de transporte está en función de la pérdida de temperatura de la mezcla, la que será tendida y compactada a las temperaturas mínimas determinadas como se indica en la Fracción E.5. de esta Norma; sin embargo, en el caso de mezclas asfálticas de granulometría abierta, el tiempo de transporte será menor de uno coma cinco (1,5) horas, para evitar el sangrado del cemento asfáltico.
- F.7.** La temperatura de fabricación de la mezcla no deberá incrementarse para que al final de su transporte tenga la temperatura adecuada para el tendido y compactación.

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-05-003/02

F.8. En el caso de mezclas asfálticas de granulometría abierta, se considerará además lo siguiente:

F.8.1. No serán transportadas por caminos sin pavimentar.

F.8.2. Se manejarán de tal forma que el contenido de cemento asfáltico en la parte superior e inferior de la mezcla en el camión o almacenamiento, esté dentro de las tolerancias establecidas.

G. CRITERIOS PARA ACEPTACIÓN O RECHAZO

La aceptación de mezclas asfálticas por parte de la Secretaría, se hará considerando lo siguiente:

G.1. El Contratista de Obra será el responsable de demostrar que la mezcla asfáltica cumple con las características y los requisitos de calidad señalados en esta Norma para su aprobación por parte del Residente, según el tipo de mezcla establecida en el proyecto, en muestras obtenidas y preparadas como se establece en el Manual M-MMP-4-05-029, *Muestreo de Mezclas Asfálticas*, mediante los procedimientos de prueba contenidos en los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma. El Contratista de Obra entregará a la Secretaría un certificado de calidad que garantice el cumplimiento de todos los requisitos establecidos en esta Norma, expedido por su propio laboratorio o por un laboratorio externo aprobado por la Secretaría.

G.2. Durante el proceso de producción, con objeto de controlar la calidad de la mezcla en la ejecución de la obra, el Contratista de Obra, por cada doscientos (200) metros cúbicos o fracción de la mezcla de un mismo tipo, producido en la planta, realizará las pruebas necesarias que aseguren que cumple con el contenido de asfalto establecido en esta Norma y entregará a la Secretaría los resultados de dichas pruebas. Las pruebas se realizarán en muestras obtenidas y preparadas como se establece en el Manual M-MMP-4-05-029, *Muestreo de Mezclas Asfálticas* y mediante los procedimientos de prueba contenidos en los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma. Será motivo de rechazo por parte de la Secretaría, el incumplimiento de lo mencionado en esta Fracción.

NORMAS

N-CMT-4-05-003/02

- G.3.** Además de lo señalado en la Fracción anterior, el Contratista de Obra, por cada dos mil (2 500) metros cúbicos de producción de la planta, realizará las pruebas necesarias que aseguren que la mezcla asfáltica cumple con todos los requisitos establecidos en esta Norma, según el tipo de mezcla de que se trate y entregará a la Secretaría los resultados de dichas pruebas. Las pruebas se realizarán en muestras obtenidas y preparadas como se establece en el Manual M-MMP-4-05-029, *Muestreo de Mezclas Asfálticas* y mediante los procedimientos de prueba contenidos en los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma. Será motivo de rechazo por parte de la Secretaría, el incumplimiento de cualquiera de los requisitos establecidos.
- G.4.** En el caso de mezcla de granulometría densa, una vez tendida y compactada, el Contratista de Obra realizará las pruebas necesarias que aseguren la estabilidad establecida en esta Norma, en el proyecto o lo señalado por la Secretaría, de acuerdo con lo indicado en el Inciso H.1.3. de las Normas N-CTR-CAR-1-04-006, *Carpetas Asfálticas con Mezcla en Caliente* o N-CTR-CAR-1-04-007, *Carpetas Asfálticas con Mezcla en Frio*, según corresponda, mediante el procedimiento contenido en los Manuales M-MMP-4-05-031, *Método Marshall para Mezclas Asfálticas de Granulometría Densa* o M-MMP-4-05-032, *Método Hveem para Mezclas Asfálticas de Granulometría Densa*, según su caso. El Contratista de Obra entregará a la Secretaría los resultados de dichas pruebas.
- G.5.** En cualquier momento, la Secretaría puede verificar que la mezcla asfáltica suministrada cumpla con cualquiera de los requisitos de calidad establecidos en esta Norma, según el tipo de mezcla de que se trate, siendo motivo de rechazo el incumplimiento de cualquiera de ellos.

H. BIBLIOGRAFÍA

Asphalt Institute, *Manual MS-1 Thickness Design – Full Depth Pavement Structures for Highways and Streets*, Lexington, KY, EUA (ago 1993).

Asphalt Institute, *Manual MS-22 Principios de Construcción de Pavimentos de Mezcla Asfáltica en Caliente*, Lexington, KY, EUA.

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-05-003/02

Asphalt Institute, *Manual 22 Construction of Hot-Mix Asphalt Pavements*, 2ª ed, Lexington, KY, EUA.

AASHTO, *Guide for Design of Pavement Structures*, Washington, DC, EUA (1993).

Instituto del Asfalto; Departamento del Transporte de los Estados Unidos, Administración Federal de Carreteras; e IPC, *Antecedentes del Diseño y Análisis de Mezclas Asfálticas, Aplicaciones Tecnológicas, Innovaciones a través de Asociaciones*, Asphalt Institute, Lexington, KY, EUA (nov 1994).

Roberts, F et al, *Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction*, NAPA Education Foundation, Lanham, ML, EUA, (may 1991).

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS, INCLUYENDO CARRETERAS DE ALTAS ESPECIFICACIONES

DISPAV-5 VERSIÓN 2.0

**SANTIAGO CORRO CABALLERO*
GUILLERMO PRADO OLLERVIDES***

* Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM

RESUMEN

Este informe tiene el propósito de describir el empleo del método actualizado de diseño desarrollado por los autores en el Instituto de Ingeniería, UNAM.

La teoría es compatible con los conceptos generales presentados en el informe técnico 325 de las *Series del Instituto de Ingeniería, UNAM*. El informe fue analizado cuidadosamente con base en la amplia información obtenida en tramos de prueba, carreteras típicas de la red nacional, y pruebas a escala natural en la pista circular del Instituto.

Hasta la fecha se ha realizado una extensa investigación, la cual confirma los postulados básicos del método de diseño:

- **Planteamiento mecanicista para las dos formas principales de falla de los pavimentos:**

Un modelo rígido plástico y los criterios de capacidad de carga de Terzaghi, para estimar la deformación permanente a largo plazo de las capas de pavimento no tratadas con ligantes. El modelo teórico-empírico concuerda con la experimentación a escala natural.

Un modelo elástico para determinar el comportamiento del camino, basado en la falla por agrietamiento a fatiga de las capas ligadas con asfalto, tomando en cuenta la deformación unitaria crítica a tensión en esas capas.

- Un enfoque probabilista para estimar los niveles de confianza apropiados.
- Cálculo analítico de los factores de daño por camión. El modelo toma en cuenta carga total, tipo de eje, presión de llanta, y la profundidad a la cual se estima el factor de daño relativo.
- Caracterización de los materiales con base en su comportamiento real a largo plazo en el camino.

El método de diseño actualizado incluye, entre otras características:

- (a) Modelos de deterioro para estimar la deformación permanente del pavimento a la falla, basados en pruebas a escala natural en el campo y en el laboratorio.
- (b) Modelos para determinar el comportamiento a fatiga de las mezclas asfálticas, basados en la extensa investigación realizada en el Instituto, tomando en cuenta las condiciones particulares de clima y tránsito de México.

Comparado con otros métodos internacionales reconocidos para el diseño de pavimentos los resultados son satisfactorios, tanto para caminos normales como para carreteras de altas especificaciones.

Actualmente, se dispone de una nueva versión del Método de Diseño para uso en pavimentos asfálticos y secciones estructurales semirrígidas (DISPAV-5, Versión Preliminar 3.0). Se presentará en Visual Basic y otros lenguajes, e incluirá nuevas características para simplificar el diseño de caminos normales y de carreteras de altas especificaciones. La nueva actualización combinará la sencillez de los Catálogos de estructuras y la precisión de los Modelos Analíticos. Antes de la distribución de esta nueva versión de prueba (3.0), habrá una etapa de implementación del modelo y caracterización

de bases y subbases estabilizadas con cemento. Para uso práctico, se espera distribuir la versión (3.0) dentro de un año más, aproximadamente.

1. INTRODUCCIÓN AL CRITERIO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

En el presente informe se presenta la versión más reciente del criterio de diseño estructural desarrollado por los autores, en el Instituto de Ingeniería, UNAM. Los conceptos empleados en las versiones anteriores, han mostrado ser compatibles con el trabajo actual que amplía la información experimental e incluye el caso de carreteras de altas especificaciones y la información actualizada sobre comportamiento a fatiga de mezclas asfálticas típicas del país.

Para simplificar el empleo del método de diseño se utiliza un programa interactivo de cómputo, DISPAV-5 - Diseño de Pavimentos, empleando secciones estructurales hasta de cinco capas -, lo cual simplifica mucho el empleo del método de diseño ya que incorpora tanto el cálculo por deformación permanente, en el modelo elasto-plástico desarrollado en el Informe 325 de las Series del Instituto de Ingeniería, como el cálculo por fatiga empleando modelos elásticos de varias capas tal como se recomienda en dicho informe.

El programa utiliza el planteamiento teórico-experimental propuesto en los informes números 325 y 444 del Instituto de Ingeniería, UNAM, complementado con los resultados de las numerosas investigaciones realizadas desde 1964 a 1988 y la información existente en el ámbito internacional.

El DISPAV-5 es un programa de tipo interactivo que permite calcular tanto carreteras de altas especificaciones como carreteras normales. Su fundamento es teórico-experimental, y para su aplicación se emplean conceptos y métodos de cálculo mecanicistas.

Entre las adiciones incluidas, respecto al método original, publicado en 1974, está la de incorporar de manera explícita un modelo mecanicista para determinar las deformaciones unitarias de fatiga, basado en los estudios experimentales realizados en el Instituto de Ingeniería, UNAM, sobre mezclas asfálticas típicas durante los años 1985 a la fecha.

También se agrega un nuevo modelo desarrollado para diseñar estructuras de carreteras de altas especificaciones tomando en cuenta tanto la deformación permanente acumulada (rodera) como el agrietamiento a fatiga en las capas ligadas con asfalto. El modelo original para caminos normales, no sufrió cambios adicionales y también está incorporado al DISPAV-5.

El método de diseño está fundamentado en la extensa experimentación realizada a escala natural, tanto en el campo como en el laboratorio, y los estudios analíticos llevados a cabo dentro del programa experimental del Instituto de Ingeniería, UNAM. Al comparar sus predicciones con diversos criterios ampliamente reconocidos en el extranjero, los resultados son satisfactorios.

En lo que se refiere al diseño por deformación permanente es importante señalar que el método previene la deformación excesiva en las capas no estabilizadas con asfalto (base, sub-base, subrasante y terracería). Además, se considera que las mezclas asfálticas se han proyectado de manera cuidadosa y que por tanto las deformaciones de las capas asfálticas son relativamente pequeñas.

Debe mencionarse que existe una alta dependencia entre las características mecánicas de las mezclas asfálticas y las variaciones climáticas en la carretera, combinadas con la frecuencia e intensidad de las solicitaciones del tránsito. Debido a este problema existen variaciones muy altas en los módulos de rigidez (o módulos "elásticos") de las mezclas asfálticas durante la vida de servicio del camino:

La determinación del "módulo de rigidez equivalente", que representa las condiciones normales de la carretera durante las diferentes épocas del año, presenta una dificultad significativa para su determinación, en todos los métodos de diseño, y en la práctica este es uno de los factores de diseño que requiere experimentación amplia y buen juicio del proyectista para llegar a un proyecto adecuado.

Para resolver dicho problema, se requiere zonificación de la carretera, análisis por estación climática y estudios analíticos, aplicando la ley de Miner para determinar el "módulo de rigidez equivalente" de las capas asfálticas, que produce el mismo comportamiento estructural de la carretera que el que ocurre en la realidad, donde las variaciones de módulo de rigidez se presentan durante las diferentes horas del día y de la noche, con fuertes diferencias según la zona geográfica y la estación del año.

En consecuencia, el método de diseño estructural del Instituto de Ingeniería, UNAM, presupone un proyecto adecuado de las mezclas asfálticas, mediante el proporcionamiento cuidadoso de las mismas y la elección adecuada de los materiales empleados en ellas.

La prevención de este tipo de deformación en las capas asfálticas es de mucha importancia cuando las temperaturas son altas y los espesores son gruesos, sobre todo si el tránsito es de tipo pesado.

Al aplicar el método de diseño estructural del Instituto de Ingeniería, UNAM, debe tenerse suficiente información sobre los insumos requeridos, ya que la confiabilidad de los resultados del cálculo depende de que los datos empleados sean representativos de las propiedades esperadas de los materiales en el lugar, durante la vida de servicio de la obra vial.

1.1 Opciones de cálculo

El programa permite dos procedimientos de cálculo, que se detallan en los capítulos 2 y 3.

- 1. Diseño de un pavimento, a partir de un tránsito de proyecto y de características mecánicas de materiales conocidos. En este caso se llega a la determinación de los espesores de capa requeridos para el tránsito de proyecto deseado.**
- 2. Determinación de la vida previsible por deformación permanente y por agrietamiento debido a fatiga, del sistema de capas analizado.**

1.2 Entrada al programa interactivo de cómputo DISPAV-5

El programa opera, de manera ejecutable en computadoras con sistemas operativos Windows 3.1, 3.11, Windows 95/ 98 / NT, lo cual requiere que el disco duro tenga archivos tipo FAT. No requiere de instalación especial en la computadora y la velocidad de la misma puede ser de 66 MHz en adelante.

Para iniciar el cálculo hay que introducir el disquete del programa en el puerto A: \, con todo el conjunto de programas del DISPAV-5. Para iniciar el cálculo se abre el archivo DISPAV-5.exe, que de manera interactiva solicitará los insumos requeridos.

Para mayor rapidez de cálculo, los programas incluidos en el disquete DISPAV-5 pueden copiarse a una carpeta o a un subdirectorio del disco duro de la computadora.

2. PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

El procedimiento tiene varias etapas:

1. Entrada de datos.
2. Diseño por deformación
3. Revisión del diseño anterior para efectos de fatiga.
4. En caso de que no se satisfaga el criterio de fatiga se puede modificar el diseño resultante.

2.1 Entrada de datos del proyecto

El programa requiere la alimentación de información referente al tipo de carretera, tránsito de proyecto, materiales a emplear y nivel de confianza. A continuación se detallan esos pasos, en el orden pedido por el programa.

2.1.1 Tipo de carretera

Se presentan dos modelos de diseño:

1. Diseño de carreteras de altas especificaciones en las cuales se requiere conservar un nivel de servicio alto de la superficie de rodamiento, durante toda la vida de servicio. Al término de la vida de proyecto la deformación esperada con este modelo

de diseño es del orden de $\Delta_{20} = 1.2$ cm (percentil 80 de la deformación máxima) con agrietamiento ligero o medio

2. Diseño en carreteras normales en donde la deformación permanente esperada, al término de la vida de proyecto, es de $\Delta_{20} = 2.5$ cm, con agrietamiento medio o fuerte. En este tipo de diseño se debe hacer mantenimiento rutinario frecuente.

Es importante hacer notar que el comportamiento del pavimento depende de manera significativa del control de calidad en la construcción y de un mantenimiento adecuado. En el caso de carpetas asfálticas el diseño de la mezcla asfáltica es un elemento importante en el comportamiento y se requiere un diseño cuidadoso para evitar la falla prematura.

En el caso de los caminos de altas especificaciones las consideraciones anteriores tienen mayor relevancia, y es necesario elegir materiales de construcción de muy buena calidad; emplear un diseño correcto en las mezclas asfálticas, considerando la posibilidad de realizar pruebas de comportamiento de las mismas, para tener una mayor confiabilidad en el proyecto; y por último aplicar un control de calidad riguroso durante la construcción.

2.1.2 Tránsito de proyecto

El método requiere dos tránsitos de proyecto:

- Tránsito equivalente para el diseño por fatiga de las capas ligadas (**daño superficial**), y
- Tránsito equivalente para el diseño por deformación permanente acumulada (**daño profundo**).

En la experimentación se toman en cuenta las cargas reales. Sin embargo en el proceso de análisis se acostumbra utilizar el "Tránsito Equivalente", usualmente referido a ejes

sencillos con llantas gemelas y peso estándar de 8.2 t, el cual produce el mismo daño que el "Tránsito Mezclado" que se presenta en la realidad.

En carreteras de dos carriles, el tránsito del carril del proyecto se considera como la mitad del total que soportará la carretera. En carreteras con más de dos carriles, debe estimarse la proporción de vehículos que soportará el carril de proyecto. Esta decisión es muy importante porque influye de manera directa en el costo de la carretera, y en su comportamiento en condiciones reales de servicio. Si no se cuenta con información confiable, pueden estimarse las siguientes distribuciones del tránsito total para dicho carril de proyecto:

DISTRIBUCIÓN DEL TRÁNSITO EN EL CARRIL DE PROYECTO

Numero de carriles en ambas direcciones	Coefficiente de distribución en el carril de proyecto, en porcentaje
2	50
4	40 - 50
6	30 - 40

Para anotar los insumos correspondientes al tránsito equivalente, en el carril de proyecto, que deberá soportar la carretera durante su vida útil se dispone de dos alternativas:

1. Si se conocen los tránsitos equivalentes de 8.2 toneladas métricas (18,000 libras) en el carril de proyecto, basta simplemente introducirlos, anotando su valor en millones de ejes estándar, apretando después la tecla de entrada.
2. Si se desconocen dichos tránsitos equivalentes, se pueden estimar, empleando la subrutina incluida en el programa, a partir de los siguientes datos:
 - Tránsito diario promedio en el carril de proyecto, en número de vehículos.
 - Composición del tránsito, por tipo de vehículo, en por ciento.

- Carga por eje (sencillo, doble o triple) de cada tipo de vehículo, en toneladas métricas.
- Proporción de vehículos cargados y vacíos, en forma global o por cada tipo de unidad.
- Tasa de crecimiento anual del tránsito, en por ciento.
- Período de proyecto, en años.

Después de haber calculado el tránsito de proyecto, el programa lo clasifica en cuatro niveles, con objeto de establecer espesores mínimos de capa, de acuerdo con lo siguiente:

Niveles del tránsito equivalente en el carril de proyecto

Nivel del tránsito equivalente	Ejes equivalentes de 8,2 toneladas métricas
I	$T \leq 10^6$
II	$10^6 < T \leq 10^7$
III	$10^7 < T \leq 5 \times 10^7$
IV	$5 \times 10^7 < T$

2.1.3 Capas consideradas

Para iniciar el diseño se requiere saber como lo concibe el proyectista y se piden las capas que se están considerando incluir.

Desde el punto de vista estructural es conveniente emplear un número de capas no mayor de cinco, de tal manera que tanto el análisis como la construcción correspondan a un proyecto bien definido, fácil de construir y de conservar durante su vida de servicio.

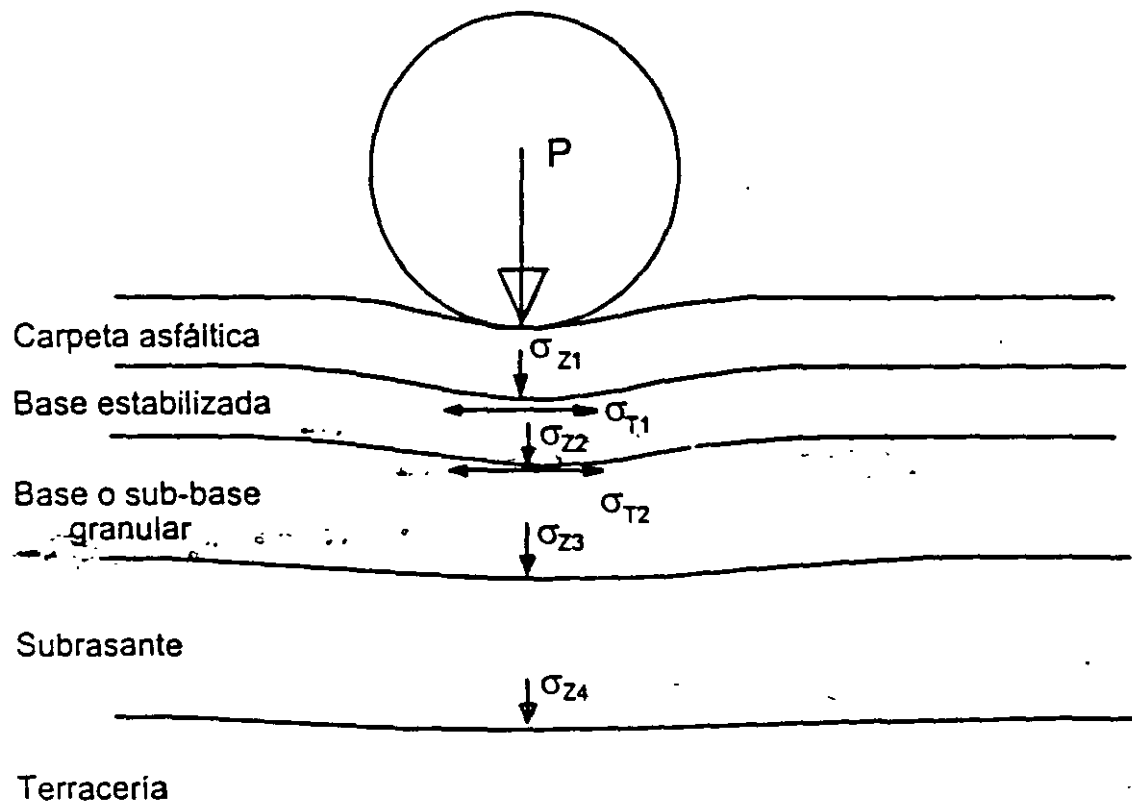
De acuerdo con lo anterior, el programa DISPAV-5 está proyectado para analizar secciones estructurales con un máximo de cinco capas, las cuales pueden ser:

1. Carpeta asfáltica,
2. Base granular, o estabilizada con asfalto,
3. Sub-base granular,

- 4. Subrasante, y
- 5. Terracería.

El número mínimo de capas consideradas es dos, y una de ellas debe ser la terracería. También se establece como restricción que la primera capa sea carpeta o base.

La posibilidad de incluir una base estabilizada con asfalto se considera más adelante, después de hacer el análisis de esfuerzos y deformaciones unitarias de tensión en la carpeta.



Ejemplo de una sección estructural típica

La capa de terracería se analiza como un medio semi – infinito, aspecto que hay que tomar en cuenta cuando se realiza el análisis de deflexiones de la sección estructural.

El método de diseño proporciona una estimación adecuada de las deformaciones unitarias por fatiga en las capas estabilizadas con asfalto, empleando el modelo elástico de cinco capas (CHEV4), con las adaptaciones realizadas en el Instituto de Ingeniería, UNAM..

2.1.4 Valores relativos de soporte críticos, VRSz

A continuación se piden los Valores Relativos de Soporte críticos de cada una de las capas no estabilizadas. El VRSz es una de las variables de proyecto más importantes y el proyectista debe poner mucho cuidado en su estimación de manera que sea representativo de las condiciones esperadas en el camino durante la vida de servicio de la obra vial. Se pueden consultar los informes 325 y 444 de la *Series del Instituto de Ingeniería, UNAM*, para recomendaciones sobre su elección.

En este punto el programa revisa los Valores Relativos de Soporte críticos introducidos (VRSz), en relación con los valores máximos y mínimos permisibles para cada capa.

El VRSz crítico es comparado con el máximo permisible (VRSmax) el cual está basado en consideraciones prácticas de proyecto. Si dicho VRSz es mayor, entonces se toma el VRSmax como valor de proyecto (VRSp) para efectos de diseño por deformación permanente acumulada; conservando el VRSz estimado por el proyectista para su utilización posterior.

VRSmax para todos los niveles de tránsito, (VRSp)

Capa	VRSmax
Base	120
Sub-base	30
Subrasante	20
Terracería	20

Los valores máximos de VRSz se establecen para obtener espesores razonables desde el punto de vista constructivo, y por confiabilidad del diseño.

Los VRSz mínimos se especifican para limitar la calidad mínima de la base y de la terracería.

VRSz mínimos, para todos los niveles de tránsito

Material	VRSz mínimo permisible por proyecto, en por ciento
Base	70
Terracería	3

Si se introducen valores menores a éstos el programa se detiene.

En el caso de la terracería, un Valor Relativo de Soporte (VRSz) muy bajo implica un terreno de cimentación que requiere estudios geotécnicos especiales para diseñar la sección estructural de la carretera. En este caso es posible que existan problemas serios de drenaje, o un nivel freático alto, que causen consolidación de la sección estructural de la carretera y problemas en el comportamiento del pavimento.

Una calidad indeseable de la terracería ocasiona problemas no considerados en el método de diseño (como consolidación, expansión y otros) y no resulta adecuado diseñar si no se corrigen previamente estos problemas.

2.1.5 Módulos elásticos de las capas no estabilizadas

Para el diseño por fatiga se requieren encontrar las deformaciones unitarias críticas de tensión en la parte inferior de la carpeta. Para esto se necesita conocer el módulo de rigidez (módulo elástico) de las capas no estabilizadas.

El programa solicita al usuario ese módulo de rigidez. En caso de que no se tenga una estimación fundamentada de ese valor se presenta al usuario la opción de estimarlo a partir del VRSz crítico esperado en el lugar (sin afectarlo por restricciones de valores mínimos o máximos), de acuerdo con el modelo desarrollado en el Instituto de Ingeniería, UNAM, igual a: $E = 130 \text{ VRSz}^{0.7}$.

Las relaciones empíricas entre el módulo de rigidez y el VRSz deben tomarse con precaución pues se obtienen para condiciones muy generales y pueden requerir modificaciones en proyectos específicos. El programa permite que el usuario cambie los valores sugeridos, para tomar en cuenta su experiencia con los materiales específicos del proyecto.

2.1.6 Módulo de rigidez de la carpeta

Los requisitos establecidos en el modelo hacen necesario contar con carpeta asfáltica para tránsito de proyecto medios y altos; para tránsito bajo su inclusión es opcional.

Para fines de cálculo estructural, cuando se utiliza carpeta asfáltica se requiere introducir el módulo de rigidez, o módulo dinámico, en kg/cm^2 . La estimación del módulo de rigidez de proyecto es un procedimiento que debe hacerse con mucho cuidado, ya que debe representar el comportamiento de dicha capa en condiciones de servicio, durante la vida útil de la carretera.

En la reología de las mezclas asfálticas, la temperatura y el tiempo de aplicación de carga tienen una influencia significativa en el valor del módulo en un momento determinado, por lo cual se recomienda hacer estudios regionales para fijar los valores de proyecto.

Lo anterior puede hacerse analíticamente aplicando la ley de Miner al análisis detallado de la información experimental, por épocas climáticas.

En el diseño por deformación el módulo de la carpeta se requiere solo para estimar el coeficiente de equivalencia de esa capa, en relación con la base granular. Esta estimación se obtiene aplicando el criterio de Odemark, como la raíz cúbica de la relación de módulos elásticos de ambas capas; para llegar a coeficientes congruentes se tomó como referencia una base con $VRSz = 100$ por ciento.

Si no se conoce el módulo de rigidez de la carpeta el programa se detiene para darle oportunidad al proyectista de obtenerlo experimentalmente, o de estimarlo a partir de la composición volumétrica, características del asfalto, frecuencia de aplicación de carga y temperatura, por medio del programa MODULO-5.

El programa MODULO-5 está basado en la experiencia de diferentes instituciones y se incluye como apoyo para estimar los módulos de rigidez, pero no forma parte del programa de diseño DISPAV-5.

Al obtener el módulo de la capa asfáltica es necesario considerar con cuidado la temperatura de proyecto y la frecuencia de aplicación de la carga.

La frecuencia de aplicación de la carga depende de la velocidad de operación de los vehículos (de los vehículos pesados en particular) y de la profundidad de la capa. El programa suministra sugerencias para frecuencias de aplicación aplicables a diferentes profundidades medias de capa y para la velocidad de operación normal de una carretera (del orden de 90 k.p.h.; en caso de velocidades menores, por ejemplo en carriles de ascenso para vehículos pesados, se debe hacer la corrección adecuada).

2.1.7 Relaciones de Poisson

También se necesita la relación de Poisson de todas las capas. Este parámetro es difícil de determinar experimentalmente ya que se requieren maquinas de prueba con una instrumentación que permita medir con precisión las deformaciones resilientes vertical y horizontal. El programa suministra valores promedio para cada capa y permite al usuario

modificar esos valores en caso de contar con información confiable de ese parámetro para los materiales específicos que emplea.

2.1.8 Nivel de confianza del proyecto

El nivel de confianza se refiere a la probabilidad de que la duración real del pavimento sea al menos igual a la de proyecto. Se sugiere el empleo de un nivel de 85 por ciento, pero el método permite al usuario el empleo de cualquier nivel entre 50 y 99 por ciento.

Con este dato termina la entrada de datos del proyecto por deformación permanente y se pasa al cálculo de espesores.

2.2 Diseño por deformación permanente en la rodada

Al tener el tránsito equivalente, los $VRSz$ de las capas no estabilizadas, el módulo elástico de la carpeta, y el nivel de confianza del proyecto, se determinan los espesores requeridos para cada capa de la sección estructural, empleando los modelos matemáticos desarrollado para ese fin.

Se recomienda consultar los informes 325 y 444 de las Series del Instituto de Ingeniería, UNAM así como la extensa información experimental disponible, en relación con los modelos matemáticos sobre diseño por deformación permanente.

En caso de que al determinar los espesores se encuentre alguna capa que requiera espesores muy pequeños (menores que 10 cm) se pone a consideración del proyectista la conveniencia de reconsiderar el proyecto desechando el uso de esa capa. Si el proyectista está de acuerdo con ello se calculan de nuevo los espesores sin esa capa. Si no se acepta la sugerencia, el diseño continúa con las capas propuestas inicialmente, ajustando el espesor calculado al espesor mínimo correspondiente a esa capa y al tránsito de proyecto.

2.2.1 Espesores mínimos de cada capa

El espesor obtenido para cada capa se compara con el espesor mínimo especificado para el nivel de tránsito de proyecto establecido. Si el espesor calculado es menor al mínimo especificado, se toma dicho espesor mínimo como espesor de proyecto, y se disminuyen los espesores de las capas inferiores, de acuerdo con los coeficientes estructurales de esas capas.

Los espesores mínimos especificados para las capas de base y sub-base se fijan por consideraciones constructivas, fundamentados en el comportamiento de carreteras en condiciones reales de servicio.

Espesores mínimos de las capas de pavimento, en cm				
Capa	Tránsito			
	I	II	III	IV
Carpeta *	0	5	5	5
Base *	15	15	15	15
Sub-base *	15	15	15	15
Subrasante **	20	30	30	30
Subrasante ***	30	40	40	40

Notas.
Aplicable a caminos normales y carreteras de altas especificaciones (*)
Aplicable a caminos normales (**)
Aplicable a carreteras de altas especificaciones (***)

Se estima que los caminos con tránsito equivalente menor de un millón de ejes estándar pueden construirse con un tratamiento superficial, sobre una base de buena calidad. Para tráficos mayores es conveniente la colocación de una carpeta de concreto asfáltico, o base asfáltica con un tratamiento superficial.

Al terminar esta etapa se presenta al proyectista el diseño por deformación, tanto el calculado sin restricción de espesores, como el recomendado por espesores mínimos.

Si el proyecto incluye una carpeta asfáltica se pregunta al proyectista si desea continuar el análisis por fatiga. Se recomienda que el proyectista continúe ese camino, ya que es indispensable para realizar el análisis estructural completo.

Si el proyectista decide no continuar el análisis por fatiga por no tener carpeta asfáltica, sino simplemente un riego de sello, el programa finaliza con el diseño por deformación permanente acumulada, dando oportunidad al usuario de imprimir el resultado.

2.3 *Revisión del diseño por efectos de fatiga*

2.3.1 Revisión de los módulos elásticos

El programa revisa que la relación de módulos entre dos capas adyacentes no estabilizadas no sobrepase cierto límite, para evitar la generación teórica de esfuerzos de tensión excesivos en la parte inferior de la capa superior. Esta relación límite se toma de estudios de la compañía Shell: $K = 0.2 h^{0.45}$, donde K es la relación de módulos admisible, h es el espesor de la capa superior en mm.

En caso de que se exceda la relación de módulos el programa propone el ajuste recomendable en el valor de los módulos de rigidez, si el proyectista acepta la sugerencia se hace el ajuste, en caso contrario se continúa con los valores iniciales.

2.3.2 Cálculo de la deformación unitaria de tensión en la carpeta

Con los datos anteriores se pasa al cálculo de la deformación unitaria de tensión en la carpeta, para ello se hace uso del programa de computadora CHEV4, desarrollado por la compañía CHEVRON y adaptado primero en Sudáfrica y después en el Instituto de Ingeniería, UNAM (CHEV5).

El programa permite el empleo de cinco capas.

2.3.3 Vida previsible por deformación permanente y por fatiga

El valor calculado de la deformación unitaria de tensión en la carpeta, permite la obtención de la vida previsible por fatiga, empleando el modelo matemático de vida por fatiga, desarrollado en el Instituto de Ingeniería, UNAM; de acuerdo con el nivel de confianza elegido para el proyecto.

2.4 Ajustes al diseño anterior

La vida previsible obtenida antes se compara con el tránsito de proyecto y el resultado puede ser alguno de los siguientes:

- La vida previsible por fatiga o por deformación es menor que el tránsito de proyecto correspondiente. En este caso se requieren ajustes para obtener un diseño adecuado.
- Las vidas previsibles son iguales a la de proyecto (dentro de una tolerancia de +/- 10% del tránsito de proyecto), o alguna de ellas está en esa tolerancia y la otra es mayor. Tomando en cuenta la posibilidad real de que uno de los dos criterios sea el que defina el espesor, y el otro criterio quede sobrado; aquí se considera que el pavimento puede ser el adecuado, aunque conviene buscar ajustes al diseño para tratar de obtener un diseño más económico.

- Ambas vidas previsible son mayores que el tránsito de proyecto, tomando en cuenta la tolerancia de 10%. En este caso se considera que el diseño requiere ajustes para tener un diseño más económico.

El procedimiento seguido en cada uno de los casos anteriores se describe a continuación.

2.4.1 La vida previsible es menor que el tránsito de proyecto

En este caso el programa presenta cuatro opciones al proyectista:

1. Cambiar las propiedades de las capa(s) asfáltica(s). En esta opción no se permite cambiar el número de capas, solo cambiar el módulo de rigidez de las capas asfálticas. En general se recomienda que si se van a cambiar los materiales se piense el proyecto de nuevo, reiniciando desde el principio.

2. Aumentar el espesor de alguna(s) capa(s). En esta segunda opción se permite modificar el espesor de algunas capas del pavimento. Por ejemplo aumentar el espesor de carpeta y disminuir el espesor de alguna capa inferior, cuidando siempre los espesores mínimos.

3. Considerar la colocación de una base asfáltica. La tercera opción incorpora una capa de base asfáltica al proyecto. En este caso se requiere meter las características mecánicas de la nueva capa:

- Espesor propuesto para esta capa.
- Módulo de rigidez. El proyectista debe tenerlo, en caso contrario debe terminar la corrida del programa para estimar su valor, ya sea en pruebas de laboratorio, o estimarlo con el programa MODULO.

- Relación de Poisson.

Si una vez introducida la base asfáltica el número de capas del pavimento es mayor que cinco, se requiere eliminar una de las capas no asfálticas, para no rebasar el número máximo de capas aceptado por el programa. Si el número de capas, incluida la base asfáltica, no rebasa cinco no se requiere ningún ajuste.

Después de haber ajustado el número de capas, en caso de ser necesario, el proyectista tiene opción de modificar los espesores de las capas restantes, para tomar en cuenta los cambios realizados.

4. Terminar la corrida del programa. En este caso el programa le da la opción de imprimir el último diseño encontrado, antes de terminar.

Después de cambiar las propiedades de los materiales (si eligió la alternativa 1) o de incrementar algunos espesores de capa (si eligió la alternativa 2) o definir la capa de base asfáltica (si tomó la tercer alternativa), el programa vuelve a calcular la vida previsible por fatiga y por deformación para el nuevo sistema de capas y compara de nuevo con los tránsitos de proyecto.

2.4.2 La vida previsible está en un intervalo de +/- 10% del tránsito de proyecto

En este caso se tiene ya un diseño que satisface los requerimientos para evitar la deformación excesiva o la falla por fatiga de manera prematura, o ambos criterios. Sin embargo, en caso de que alguno de los criterios de diseño se encuentre sobrado, es recomendable analizar diferentes alternativas de ajuste para buscar alguna solución más económica que siga siendo satisfactoria.

Si el proyectista decide continuar estudiando el diseño, el programa le da opción a imprimir el diseño actual antes de modificarlo, a continuación le presenta las mismas opciones

consideradas en el punto anterior para modificar el diseño actual y hacer su verificación posterior.

En caso de que el proyectista decida no continuar el diseño, el programa permite la impresión de resultados antes de terminar.

2.4.3 La vida previsible es mayor que el tránsito de proyecto

Si la vida previsible, tanto en deformación como fatiga es mayor que el tránsito de proyecto, considerando la tolerancia de 10%, se permite al proyectista hacer ajuste en materiales o espesores, para llegar a un diseño más aceptable, o terminar la corrida del programa.

Si elige hacer cambios en su proyecto el programa permite las mismas opciones que en los casos anteriores. Después de haber hecho los ajustes deseados, se reinicia el cálculo de la vida previsible por fatiga y deformación con los nuevos datos.

Al terminar estas iteraciones se termina el procedimiento de diseño.

3. PROCEDIMIENTO PARA REVISIÓN

El procedimiento de revisión permite el cálculo de la vida previsible por deformación y por fatiga de pavimentos previamente definidos, ya sean pavimentos actualmente construidos o en proyecto.

El procedimiento consiste en:

1. Entrada de datos: espesores, características mecánicas de cada capa como módulos de rigidez, $VRSz$, relaciones de Poisson, y nivel de confianza.
2. Cálculo de la vida por deformación permanente en la zona transitada.
3. Cálculo de la vida por agrietamiento debido a fatiga.
4. Posibilidad de cálculo de nuevas vidas por deformación y agrietamiento, haciendo modificaciones en los espesores o propiedades mecánicas de las capas introducidas originalmente.

3.1 Entrada de datos

Los datos requeridos para la revisión son similares a los pedidos para el diseño.

3.1.1 Tipo de carretera

Igual que en el diseño aquí también se cuenta con dos opciones: carreteras de altas especificaciones y carreteras normales, cada una de ellas con sus respectivos modelos matemáticos de comportamiento. Las características de cada opción ya fueron descritas en el proceso de diseño. El usuario debe alimentar al programa con el tipo de camino a que se refiere.

3.1.2 Capas consideradas

El proyectista debe introducir las capas que se encuentran en el pavimento a revisión. Sus opciones de capa son:

Carpeta

Base asfáltica

Base granular

Sub-base

Subrasante

Terracería

El número máximo de capas a considerar está limitado a cinco, por restricciones del programa.

En caso de tener tratamiento superficial se sugiere considerar que no tiene contribución estructural.

Si el número de capas es mayor que cinco, se sugiere considerar la posibilidad de simplificar la estructura. Una forma de hacerlo consiste en agrupar dos capas adyacentes, con rigidez similar, empleando el criterio de Odemark para encontrar un espesor equivalente.

Dentro de las capas consideradas se debe incluir la terracería. También, como capa superior se debe incluir la carpeta, base asfáltica o base granular.

3.1.3 Espesores de capa

Se necesita conocer el espesor de cada capa en cm. La terracería se considera semi-infinita.

Una vez seleccionadas las capas del pavimento se requieren sus propiedades mecánicas, de acuerdo con los siguientes puntos.

3.1.4 Valores relativos de soporte críticos (VRSz)

Este parámetro es de gran importancia y debe estimarse con mucho cuidado, de manera que sea representativo de las condiciones del lugar.

El programa considera valores máximos y mínimos del VRSz según las capas. En caso de que el VRSz crítico sea menor al valor mínimo correspondiente el programa se detiene. En el capítulo de diseño se especifican esos valores máximos y mínimos.

Si el VRSz crítico de alguna capa es mayor que el VRSmax (máximo de proyecto) el programa considera este último valor en el diseño por deformación (VRSp), para obtener proyectos más confiables; pero guarda el valor del VRSz para emplearlo en la estimación del módulo de rigidez de esa capa.

3.1.5 Módulos elásticos de las capas

En caso de que el proyectista no conozca el módulo de rigidez de las capas asfálticas el programa se detiene para darle oportunidad al proyectista de hacer su estimación, ya sea por medio de ensayos dinámicos de laboratorio, o por medio de las relaciones empíricas

con las relaciones volumétricas y las características del asfalto tal como se hace en el programa suplementario MODULO-5; en este último caso se recomienda precaución al elegir el valor de proyecto.

En caso de que el proyectista no conozca los módulos de rigidez de las capas no asfálticas puede detener el programa para estimarlo, con pruebas dinámicas de laboratorio, o puede aceptar los valores que el programa le sugerirá basado en relaciones empíricas con el VRSz. Las relaciones empíricas con el VRSz deben tomarse con precaución pues son obtenidas para condiciones muy generales y pueden requerir modificaciones en proyectos específicos. El programa permite que el usuario cambie los valores sugeridos, para tomar en cuenta su experiencia con los materiales específicos del proyecto.

En el caso de las capas sin ligante asfáltico el programa revisa que la relación del módulo de rigidez de una capa con el módulo de rigidez de la capa subyacente no sea excesiva, en caso de serlo se sugiere disminuir el módulo de la capa superior.

La relación de módulos admisible se obtiene de la ecuación: $K = 0.2 h^{0.45}$, ecuación proveniente de la compañía Shell, donde h es el espesor de la capa superior en mm.

3.1.6 Relaciones de Poisson

Este parámetro es de difícil determinación ya que se requiere contar con equipo de prueba dinámico y medidores de deformación muy sensibles para registrar simultáneamente deformaciones verticales y horizontales resilientes. Por esta razón se sugieren al usuario, dentro del programa, valores promedio en cada capa, aunque se permite modificarlos en caso de que se tenga información confiable para los materiales específicos del proyecto.

3.1.7 Nivel de confianza del proyecto

Se sugiere 85 por ciento como un nivel de confianza razonable del proyecto. Sin embargo el usuario puede introducir el nivel de confianza que considere adecuado a su proyecto, entre 50 y 99 por ciento.

3.2 Vida previsible por deformación permanente y por fatiga

Con los datos anteriores el programa calcula la vida previsible del pavimento por deformación permanente acumulada por el tránsito y por fatiga; en este último caso se deben calcular las deformaciones unitarias de tensión en la parte inferior de las capas asfálticas. El avance del cálculo se muestra en la barra horizontal de la pantalla.

La vida previsible (en millones de ejes equivalentes de 8.2 t) se muestra para cada una de las capas de la sección estructural, de manera que el proyectista pueda determinar cual es la capa crítica que define la duración del pavimento.

También se indica la vida mínima por fatiga o deformación de la sección estructural.

3.3 Cálculo de la vida previsible para otros pavimentos

El programa permite iniciar nuevos cálculos, ya sea con modificaciones sobre el pavimento que acaba de calcular o sobre una nueva sección estructural.

3.4 Impresión de resultados

Al final de la revisión de cada sistema de pavimentos analizado, el programa permite la impresión en papel de los resultados obtenidos.

4. ECUACIONES DE DISEÑO Y VALORES TÍPICOS DEL VRSz

En el informe 325 de la *Serie Azul del Instituto de Ingeniería, UNAM* "Diseño estructural de carreteras con pavimento flexible", publicado en enero de 1974 se presenta la primera versión del método de diseño. El desarrollo de los modelos debe analizarse en dicha publicación. En lo que sigue únicamente se mencionan algunos puntos aislados, que pueden ser de interés explicativo para el empleo del método ampliado.

El Método está basado en criterios mecanicistas.

4.1 Deformación permanente acumulada

Para el caso de deformación permanente acumulada se aplicaron los resultados de las investigaciones realizadas, empleando los siguientes criterios e información experimental:

- El criterio de Terzaghi de capacidad de carga.
- El criterio de Boussinesq para pasar del VRSz (representativo de las características de los materiales a la profundidad "z", durante la vida de servicio de la carretera) para estimar el "VRS_{z=0} equivalente" si dicha capa de material estuviera en la superficie de la carretera. Lo anterior permite eliminar los valores empíricos de "índice de espesor", y desarrollar modelos teóricos de diseño, que se han verificado ampliamente en la práctica desde 1974 a la fecha.

- Los modelos experimentales de comportamiento a largo plazo de carreteras, por repetición de las sollicitaciones del tránsito, obtenidos en 80 tramos de prueba - Izúcar de Matamoros, Pue. , y Salinas de Hidalgo, SLP. - construidos por el Instituto de Ingeniería, UNAM.
- También fueron de utilidad fundamental los resultados obtenidos en pruebas aceleradas a escala natural, en condiciones controladas de temperatura y humedad, de diferentes secciones estructurales de pavimento ensayadas en la Pista Circular del Instituto de Ingeniería, UNAM. La pista fue parte del proyecto de investigación, y fue diseñada y construida por Corro, S., et al, especialmente para este tipo de estudios.

Debe mencionarse que los modelos de deterioro, por deformación permanente, para carreteras de altas especificaciones, se obtuvieron a través de una extensa experimentación en el campo y en la pista circular del Instituto de Ingeniería, UNAM. Las tendencias observadas son congruentes con la experimentación en caminos "normales", de acuerdo con los estudios realizados en carreteras típicas de la red nacional.

La capacidad de carga (inicial) se midió experimentalmente en términos de esfuerzos, en kg/cm^2 , para una penetración de 2.54 mm. El pistón de prueba fue el estándar empleado en la pruebas CBR (California Bearing Ratio).

El informe 325 fue ampliamente revisado, y sistemáticamente se ha hecho énfasis en el sentido de que las "Pruebas Modificadas de Valor Soporte, Variantes 2 y 3", empleadas tradicionalmente, no son aplicables para el criterio de diseño. Por tanto, al aplicar el "Método de diseño estructural para pavimentos asfálticos, incluyendo carreteras de altas especificaciones", debe tenerse muy claro el concepto entre la diferencia del " VRS_r ." empleado en el método del Instituto de Ingeniería, UNAM, y el VRS o CBR tradicionales. De manera informativa se incluye una tabla con valores CBR típicos obtenidos en África por el "Transport and Road Research Laboratory" de Inglaterra (actualmente Transport Research Laboratory). Dicha información es producto de muchos años de investigación y se

5. MANUAL DEL USUARIO DEL PROGRAMA TRANSIT5

Dentro del programa DISPAV-5, en el proceso de diseño de pavimentos nuevos se proporciona al usuario la subrutina TRANSIT5, para el cálculo del tránsito de proyecto del camino en el que está interesado.

Para el diseño del pavimento se requieren dos tipos de tránsito de proyecto, uno de ellos para prevenir la deformación permanente excesiva en las capas no estabilizadas del pavimento, y el otro para prevenir la falla prematura por agrietamiento debido a la fatiga de las capas asfálticas.

A continuación se detalla el procedimiento requerido para esta subrutina.

5.1 OBJETIVO

Determinar el tránsito de proyecto de un camino, expresado en ejes sencillos estándar de 8.2 toneladas de peso, a partir del tránsito mezclado diario promedio anual en el carril de proyecto (TDPA por carril), la composición del tránsito, las cargas por eje, el periodo de proyecto y la tasa de crecimiento anual.

5.2 EJECUCIÓN DEL PROGRAMA

La ejecución se hace automáticamente dentro del programa DISPAV-5, al contestar que no se dispone el tránsito de proyecto y se desea calcularlo a partir de los datos del tránsito mezclado, o de manera independiente, metiendo la instrucción TRANSITS.

5.3 SECUENCIA OPERATIVA DEL PROGRAMA

5.3.1 Criterio de cálculo

El programa calcula el tránsito equivalente empleando los coeficientes de daño desarrollados por los autores, en el Instituto de Ingeniería, UNAM.

Se consideran las cargas de los vehículos de acuerdo con el criterio del proyectista, para tomar en cuenta las características reales de los vehículos.

En el programa se presenta el coeficiente de equivalencia, por eje, de cada uno de los vehículos considerados, así como el coeficiente de equivalencia global del vehículo. Los coeficientes de daño de cada vehículo se emplean en el cálculo del tránsito equivalente de proyecto.

5.3.2 Entrada de datos

Tránsito diario promedio anual en el carril de proyecto. Se debe considerar el tránsito mezclado en el carril de proyecto, En el caso de caminos de dos carriles lo usual es tomar la mitad del TDPA como tránsito por carril, a menos que haya evidencia de diferenciación del tránsito por dirección, en cuyo caso debe considerarse esa información. En el caso de caminos de cuatro o más carriles se debe considerar la distribución del tránsito por carril, sobre todo en el caso de los vehículos pesados que tienden a circular por el carril derecho.

Tasa de crecimiento anual del tránsito promedio, en el período de proyecto, expresada en por ciento.

Período de proyecto, en años.

Composición del tránsito. El programa presenta una lista con todos los vehículos clasificados en México (no se consideran los vehículos especiales), de manera que el usuario introduzca la proporción en que participa cada uno de ellos en el tránsito promedio. La suma de todos los porcentajes debe ser 100; en caso de no ser así el programa pide que se vuelvan a meter todos los datos de distribución, en por ciento por tipo de vehículo.

Carga por eje de cada tipo de vehículo incluido en la composición del tránsito, en toneladas. El programa presenta la carga máxima permisible por eje, tomando en cuenta las cargas máximas legales publicadas en el Diario Oficial del 7 de enero de 1997, el proyectista puede dejar esas cargas o puede modificarlas de acuerdo con sus conocimientos del tránsito en el camino de interés.

Presión de inflado de las llantas en cada tipo de vehículo incluido en la composición del tránsito, en kg/cm^2 .

Proporción de vehículos cargados y vacíos. Este es un dato difícil de obtener, se sugiere emplear una proporción, constante para todos los tipos de vehículo, entre 60 y 80% de vehículos cargados y el complemento a 100% de vehículos vacíos; si el proyectista tiene conocimiento de que la proporción es diferente tiene opción de emplear su estimación.

5.4 Criterio de cálculo

Con los datos anteriores se calculan los coeficientes de equivalencia de cada tipo de vehículo para 5, 15, 30, 60, 90, y 120 cm de profundidad, empleando el criterio desarrollado por los autores, en el Instituto de Ingeniería, UNAM.

Para obtener el coeficiente de equivalencia unitario del tránsito mezclado se multiplica el coeficiente de equivalencia de cada tipo de vehículo (suma ponderada de los coeficientes del vehículo cargado y vacío) por la proporción en que ese vehículo participa en el tránsito mezclado y se hace la suma de los ejes equivalentes correspondientes. Lo anterior representa el daño relativo promedio, producido en el carril de proyecto, por el paso de un solo vehículo del tránsito mezclado.

El coeficiente de equivalencia unitario se multiplica por el TDPA en el carril de proyecto y se obtiene el tránsito diario promedio inicial en ejes estándar de 8.2 t, en el carril de proyecto.

Se acumula el tránsito diario en ejes estándar en todo el periodo de proyecto, tomando en cuenta la tasa de crecimiento anual del tránsito y el resultado es el tránsito de proyecto a diferentes profundidades (5, 15, 30, 60, 90, y 120 cm).

Se recomienda que para el diseño o revisión de un pavimento por fatiga se tome el tránsito equivalente a 15 cm de profundidad, y para efectos de diseño o revisión por deformación permanente de las capas no asfálticas se tome una profundidad de 90 cm; sin embargo el proyectista puede optar por diferentes profundidades de acuerdo con su caso específico.

8. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Se presentan tres ejemplos de aplicación del método de diseño, el primero es el diseño del pavimento de un camino con tránsito pesado, el segundo es el diseño de un camino con tránsito bajo, y el tercero es la revisión de la vida de un pavimento ya existente.

8.1 Ejemplo 1

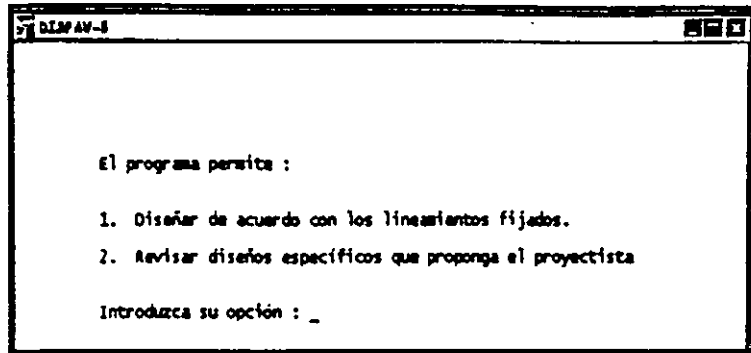
Se quiere obtener el diseño del pavimento para un camino importante, con un volumen de tránsito alto. Se tienen las características de resistencia de los materiales considerados en el proyecto: VRSz de suelos y módulo de rigidez de la capa asfáltica. También se cuenta con los datos del tránsito diario promedio anual en el carril de proyecto así como la composición de dicho tránsito; la tasa de crecimiento anual del tránsito se estima en cuatro por ciento y el periodo de proyecto es de diez años.

A continuación se seguirá paso a paso el procedimiento de diseño del pavimento mostrando el texto de la pantalla de la computadora para mejor comprensión del mismo.

Tipo de procedimiento

El programa permite revisar la vida previsible de un diseño conocido, o determinar los espesores de capa requeridos, para un tránsito de proyecto dado y con los materiales con que se cuenta.

En este caso se va a obtener el diseño de espesores, a partir de las características del tránsito y de los materiales disponibles, por lo que se elige la opción 1.



Tipo de diseño

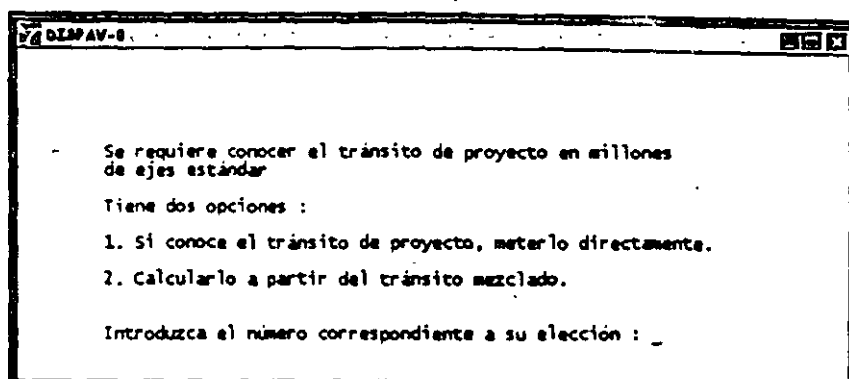
Ahora se debe elegir el tipo de camino según la importancia e intensidad del tránsito que vaya a tener durante la vida del proyecto.

Como el camino es importante, con un tránsito de vehículos muy grande, se considera que lo adecuado es aplicar el diseño de altas especificaciones, de manera que se mantenga un buen nivel de servicio en todo el periodo de proyecto.

Tránsito de proyecto

El programa permite introducir directamente el tránsito de proyecto, en ejes estándar de 8.2 toneladas métricas, en caso de ser conocido. También se puede calcular el tránsito de proyecto a partir de los datos del tránsito promedio diario anual, en el carril de proyecto, y de su composición por tipo de vehículo.

En este ejemplo se calcula el tránsito de proyecto a partir de la composición del tránsito mezclado, por lo que se elige la segunda opción.



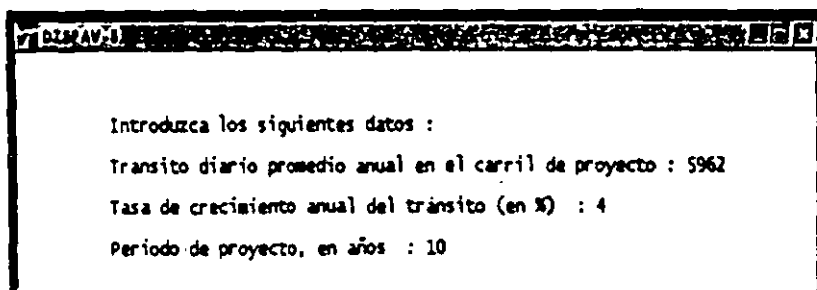
Datos del tránsito

Se requiere del tránsito diario promedio anual en el carril de proyecto considerando el coeficiente direccional y la distribución por carriles.

La tasa de crecimiento anual debe estimarse mediante un análisis estadístico. En este caso se emplearon los resultados obtenidos en muestras tomadas en la red nacional por el Instituto Mexicano del Transporte.

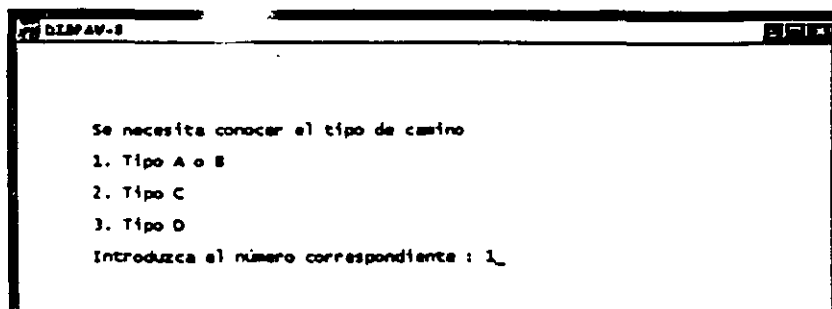
También se requiere el periodo de diseño del pavimento, en años.

A continuación se muestra la carátula de la pantalla y los datos introducidos para este ejemplo:



Tipo de camino

Para efecto de las cargas máximas legales en los vehículos comerciales, en la siguiente carátula se consideran especificaciones de un camino de tipo A, según la clasificación SCT.



Se necesita conocer el tipo de camino

1. Tipo A o B
2. Tipo C
3. Tipo D

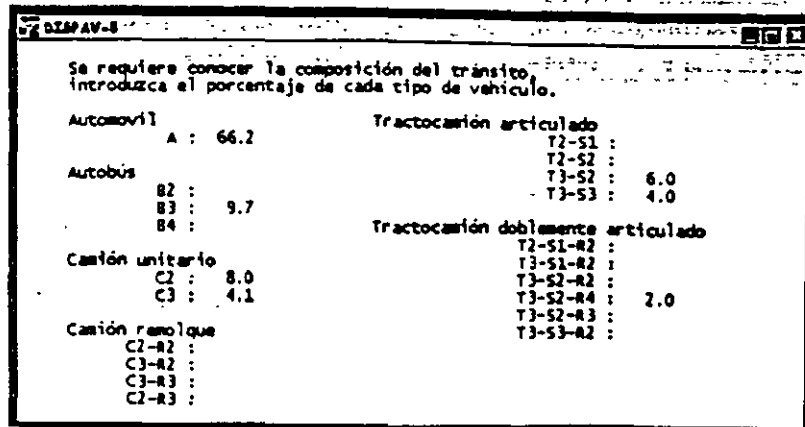
Introduzca el número correspondiente : 1

Composición del tránsito

Tomando en cuenta la información obtenida de datos viales se considera la siguiente distribución del tránsito para el ejemplo.

Los vehículos que no aparecen en siguiente tabla no se tomarán en cuenta de aquí en adelante. La suma de los porcentajes debe ser 100; de lo contrario se deberán volver a introducir los datos correspondientes.

Distribución del Tránsito Mezclado	
Tipo de vehículo	Porcentaje
A	66.2
B3	9.7
C2	8.0
C3	4.1
T3-S2	6.0
T3-S3	4.0
T3-S2-R4	2.0



Carga de los vehículos comerciales

El programa permite considerar los diferentes porcentajes de vehículos cargados para cada uno de los tipos de vehículos que se consideran en la composición del tránsito, o emplear un porcentaje constante para todos los vehículos comerciales.

En este ejemplo se supone que el 70% de los vehículos comerciales circulan cargados y 30% circulan vacíos. Dicho porcentaje de camiones cargados se puede obtener por medio de muestras en la carretera de interés, o empleando los resultados obtenidos en muestras tomadas en la red nacional

El programa presenta la carga máxima legal, en cada eje, para el tipo de camino de proyecto (A, B, C, o D) por cada tipo de vehículo incluido, y se pide al proyectista que la modifique si tiene información al respecto, o que la ratifique en caso contrario. Es decir, el proyectista tiene la opción de introducir el peso estimado para cada uno de los ejes de los vehículos comerciales considerados

También se requiere la presión de las llantas de los vehículos, el programa incluye las presiones admisibles en la norma oficial. En caso de que el proyectista conozca las presiones reales debe hacerlo, tomando en cuenta que dicha presión debe medirse después de haber transitado el vehículo suficiente tiempo.

Es conveniente destacar que las presiones de contacto de las llantas tienen un efecto significativo en las capas cercanas a la superficie de rodamiento.

En el ejemplo se han tomado las cargas y presiones máximas reglamentarias, presentadas inicialmente por el programa DISPAV-5. En la siguiente carátula se muestra, como ejemplo, el camión T3-S2.

Camión T3-S2			
Eje	1	2	3
Tipo	Sencillo	Doble	Doble
Carga*	6.5	19.5	18.0
Presión**	6.0	6.0	6.0

* Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas
 ** Presión de inflado en condiciones de servicio, en kg/cm²

Se han indicado las cargas máximas legales por eje, en toneladas, según aparecen en el decreto publicado el 7 de enero de 1997 (en algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo). Puede modificarlas de acuerdo con su proyecto.

¿Quiere hacer modificaciones? (s/n) : n

A continuación el programa calcula y presenta los coeficientes de equivalencia (o de daño relativo) para cada vehículo, como se muestra en la siguiente figura para un tractor con semirremolque T3-S2.

COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHICULO CARGADO						
Camión T3-S2						
EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	2.50	3.30	3.34	4.34	4.61	4.72
3	2.46	2.78	2.42	2.67	2.98	3.03
TOTAL	6.08	6.70	6.13	7.50	7.87	8.02

Para continuar oprima cualquier tecla

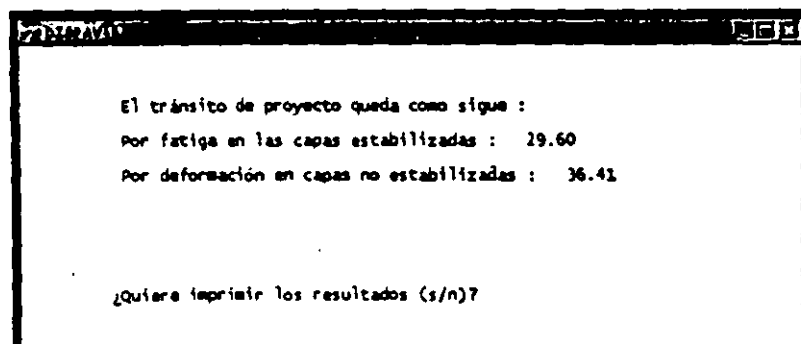
Por último el programa calcula el tránsito acumulado de proyecto (N) a diferentes profundidades, tomando en cuenta los coeficientes de equivalencia de cada vehículo, el tránsito diario promedio, la distribución del tránsito, la tasa de crecimiento anual y el periodo de proyecto.

Para el cálculo de la vida por agrietamiento de fatiga en las capas asfálticas, se recomienda tomar como tránsito acumulado de proyecto el determinado a una profundidad de 15 cm. Para calcular el espesor de la sección estructural del pavimento por deformación permanente (Δ_{20}) se recomienda utilizar el obtenido a una profundidad de 90 cm.

Sin embargo, el proyectista puede elegir el tránsito acumulado de proyecto, de acuerdo con las características del camino, y aplicando su criterio, para cualquiera de las profundidades calculadas, tanto por fatiga como por deformación permanente.

Debe recordarse que el tránsito de proyecto se presenta en millones de ejes estándar de 8.2 toneladas métricas por eje sencillo (18,000 libras) de acuerdo con la costumbre internacional.

Una vez elegida la profundidad de cálculo para los coeficientes de daño por vehículo, aparece la carátula siguiente:



Conviene que el proyectista imprima o apunte estos datos, para no tener que recalcular el tránsito de proyecto, en caso de que tenga que estudiar otras alternativas para el mismo estudio.

Propiedades de los materiales disponibles para el proyecto

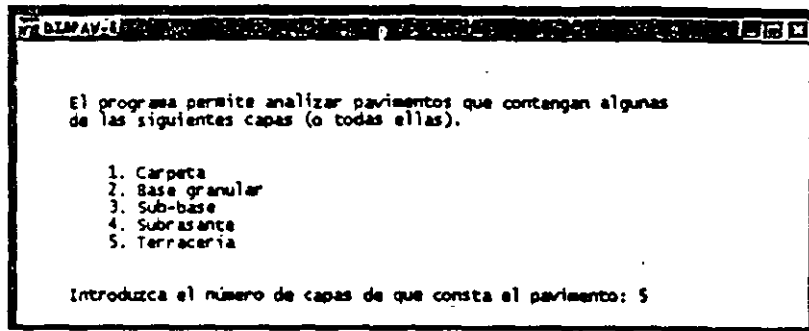
El proyectista debe partir de un anteproyecto de la sección estructural del pavimento, es decir cuales capas y que tipo de materiales planea incluir. El programa considera un máximo de cinco capas, incluyendo la terracería, lo cual es conveniente para un diseño estructural adecuado y confiable.

La inclusión de bases estabilizadas con asfalto se contempla después de encontrar el diseño empleando una carpeta asfáltica.

En este programa no se consideran capas estabilizadas con cemento, las cuales se incorporarán en una versión posterior que incluye pavimentos semirrígidos y la cual está en la etapa de revisión final.

Para la elección de las diferentes capas del pavimento conviene tomar en cuenta que la deformación unitaria de tensión, en la parte inferior de la carpeta asfáltica, depende de manera importante de la rigidez de la capa de apoyo. Conviene que la capa debajo de la carpeta asfáltica sea de buena calidad, y que no pierda rigidez en la época de lluvias, por lo que es recomendable emplear bases granulares adecuadas.

En el ejemplo se decide explorar la posibilidad de un diseño con carpeta asfáltica; base granular; sub-base; subrasante; y terracería. Es decir, un proyecto con las cinco capas que se admiten, por lo que se introduce el número 5.



El VRSz estimado se debe establecer considerando la compactación a que se van a colocar los materiales, así como las condiciones de humedad previsible durante la vida de servicio del camino.

También deben hacerse ~~consideraciones~~ estadísticas de manera que el valor medio obtenido se ajuste por un factor de seguridad. Se sugiere emplear: $VRSz = \overline{VRS} (1 - CV)$.

En la expresión anterior C es un factor que depende del nivel de confianza deseado. Para fines prácticos, puede considerarse una distribución normal en la resistencia. Por ejemplo, si se desea un nivel de confianza de 80 por ciento, entonces $C = 0.84$.

Por su parte 'V' es el coeficiente de variación de la resistencia. Si no tiene suficiente información para estimarlo se puede emplear un valor alrededor de 0.3, que se considera aceptable para una construcción de buena calidad.

Los valores de proyecto considerados en este ejemplo son los siguientes:

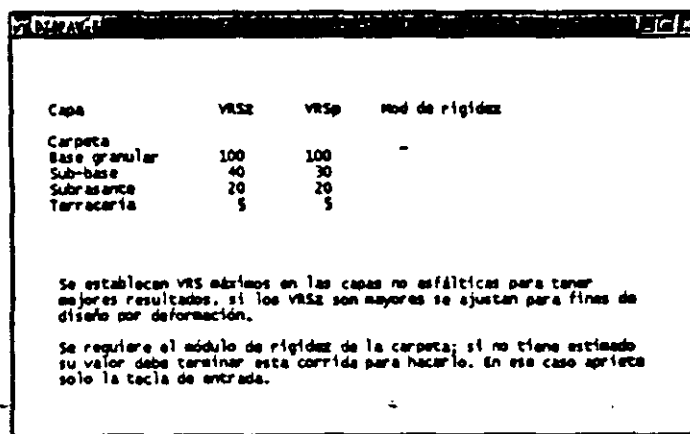
Capa	VRSz	VRSp	Mod elast.
Carpeta	100		
Base granular	40		
Sub-base	20		
Terraceria	5		

El método establece valores mínimos y máximos para el VRSz, con el propósito de obtener espesores adecuados cuando éste excede los umbrales máximos o mínimos convenientes de los materiales empleados.

En el Manual del Usuario aparece una tabla con los límites establecidos, de acuerdo con la experiencia obtenida en las investigaciones desarrolladas. El valor de proyecto se designa como VRSp

En caso de que se propongan valores inferiores a los mínimos admisibles, el programa se detiene y el proyectista debe replantear el proyecto con otros materiales. En caso de que se propongan valores mayores a los máximos, el programa toma el valor máximo admisible como el VRSp, aunque registra el valor propuesto por el proyectista para emplearlo en la estimación del módulo de rigidez de la capa correspondiente, en caso de requerirse.

En el ejemplo los valores propuestos están en el intervalo aceptable, excepto la sub-base que se ajusta a un VRSp = 30:



Capa	VRSz	VRSp	mod de rigidez
Carpeta			
Base granular	100	100	-
Sub-base	40	30	
Subrasante	20	20	
Trocera	5	5	

Se establecen VRS máximos en las capas no asfálticas para tener mejores resultados, si los VRSz son mayores se ajustan para fines de diseño por deformación.

Se requiere el módulo de rigidez de la carpeta; si no tiene estimado su valor debe terminar esta corrida para hacerlo. En ese caso aprieta solo la tecla de entrada.

Módulos de rigidez de los materiales

Para el cálculo de esfuerzos, deformaciones unitarias, y desplazamientos verticales, se requieren los módulos de rigidez de todas las capas.

En el caso de la carpeta asfáltica, si el proyectista no tiene información de laboratorio para establecer el módulo dinámico de rigidez del concreto asfáltico, puede emplear el programa MODULO para estimarlo aproximadamente a partir de relaciones volumétricas. Los datos obtenidos generalmente tienen variaciones significativas y deben emplearse únicamente como una guía cualitativa.

Se hace notar que la estimación del módulo de rigidez de proyecto es un problema difícil que requiere de un análisis amplio y del buen criterio del proyectista. En efecto, el módulo de rigidez cambia de manera significativa con varios factores, entre ellos la temperatura y la velocidad de aplicación de las cargas de las ruedas de los vehículos. A esto debe agregarse el efecto dinámico vertical, que altera las cargas estáticas.

Por lo anterior, se recomienda dividir el período de diseño en etapas climáticas típicas, y realizar pruebas dinámicas de laboratorio para estimar los módulos de rigidez en diferentes condiciones. El módulo de rigidez de proyecto puede estimarse ponderando los daños producidos en diferentes etapas y aplicando la ley de Miner.

En consecuencia, la estimación de los módulos de rigidez de los diferentes materiales debe considerarse con mucho cuidado, para evitar fallas debido a una apreciación inadecuada de las características mecánicas de los materiales.

Para el caso de los materiales no estabilizados con asfalto, las recomendaciones son similares. Por tanto se insiste en realizar un buen control de laboratorio, tomando en cuenta que la compactación, el contenido de agua, y los efectos climáticos, modifican de manera significativa el comportamiento de los materiales.

En caso de que el proyectista no pueda obtener los módulos de rigidez de los materiales no aglutinados en pruebas de laboratorio, o en el campo, el programa permite estimarlos de manera aproximada, con la expresión: $E = 130 \text{ VRSz}^{0.7}$.

En el ejemplo se supone conocido el módulo de rigidez de la carpeta y se estima el módulo de rigidez de las otras capas, a partir del VRSz.

Capa	VRSz	VRSp	Mod de rigidez
Carpeta			30000
Base granular	100	100	3265
Sub-base	40	30	1719
Subrasante	20	20	1058
Terracería	5	5	401

Se han superido algunos valores como módulos de rigidez de capas no estabilizadas. Esos valores se obtuvieron de: $E=130 \text{ VRSz}^{0.7}$. Esta ecuación se obtiene para condiciones generales, pero puede requerir adecuaciones en casos particulares.

¿Quiere hacer cambios en algún valor? (s/n)

Relación de Poisson

El programa propone relaciones de Poisson para cada tipo de material, Si el proyectista tiene información confiable que indique que el valor es diferente al anotado puede modificarlo.

Capa	VRSz	VRSp	Mod de rigidez	Poisson
Carpeta			30000	0.35
Base granular	100	100	3265	0.35
Sub-base	40	30	1719	0.45
Subrasante	20	20	1058	0.45
Terracería	5	5	401	0.45

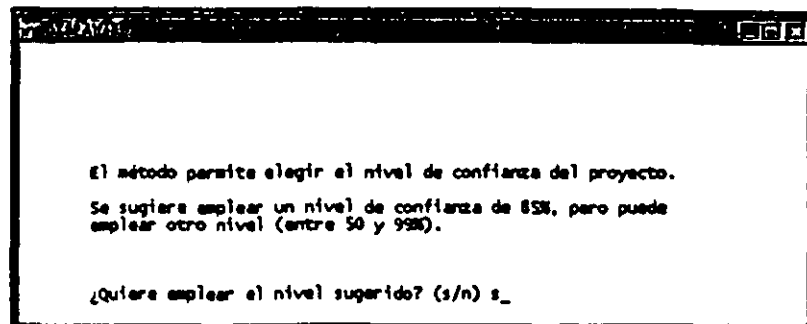
Se proponen valores para las relaciones de Poisson de cada capa, puede modificarlas si así lo desea.

¿Acepta los valores propuestos? (s/n) s_

En este ejemplo se aceptan los valores propuestos.

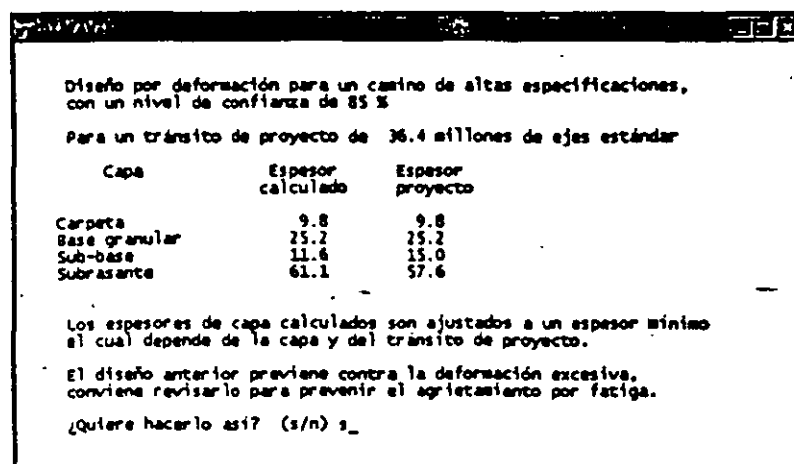
Nivel de confianza

El programa permite elegir el nivel de confianza del proyecto, entre 50 y 99%, se sugiere el empleo de un nivel de 85%. En el ejemplo se acepta el nivel propuesto de 85 por ciento.



Diseño por deformación

Una vez concluida la entrada de información el programa calcula los espesores requeridos para evitar la falla prematura por deformación de las capas no estabilizadas con asfalto. El diseño obtenido es el siguiente:



15
- 11.6
= 3.4cm

61.1
= 4
57.1

El programa ha revisado que los espesores obtenidos sean mayores que los valores mínimos establecidos para este tipo de camino y este tránsito de proyecto; en el caso de que alguna capa hubiera tenido un espesor menor al mínimo, el diseño se ajusta al valor mínimo y en las capas inferiores se deduce ese incremento (Ver procedimiento de diseño, página 15).

En este caso el espesor de sub-base calculado es de 11.6 y se ha incrementado al espesor mínimo de 15 cm, en consecuencia el espesor de subrasante calculado se ha disminuido en la misma cantidad.

Puede observarse que los espesores no se han redondeado. Se espera que el proyectista haga eso posteriormente, usando su criterio.

Diseño por fatiga en las capas asfálticas

La vida previsible por fatiga se basa en las deformaciones unitarias generadas en la parte inferior de la carpeta asfáltica de la estructura obtenida en el paso anterior. Se emplea el modelo de fatiga correspondiente al tipo de camino elegido.

DATOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO						
Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño : 85 %						
Capa	H cm	VRSz %	E kg/cm ²	V	Vida previsible	
					Def	Fatiga
Carpeta	9.8		30000	0.35		3.2
Base granular	25.2	100.0	3265	0.35	36.4	
Sub-base	15.0	40.0	1719	0.45	36.4	
Subrasante	57.6	20.0	1058	0.45	67.1	
Terracería	Semi-inf	5.0	401	0.45	36.4	
		Vida previsible		Tránsito proyecto		
Deformación		36.4		36.4		
Fatiga		3.2		29.6		
El diseño no es adecuado.						
Tiene usted cuatro opciones:				1. cambiar módulo de carpeta		
				2. cambiar espesores		
				3. emplear base asfáltica.		
				4. salir del programa		
Introduzca el número que corresponde a su opción: _						

El resultado de la revisión indica que la vida previsible es inferior al tránsito de proyecto por fatiga:

3.- Método de Diseño del Instituto del Asfalto de los EUA.

El método más reciente del Instituto del Asfalto de los Estados Unidos de Norteamérica, editado en 1991 y publicado en 1993, presenta algunos cambios significativos, respecto a los métodos anteriores para el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles. El método se basa principalmente en la aplicación de la teoría elástica en multicapas, que utiliza resultados de investigaciones recientes por parte de ese organismo. Sin embargo, se reconoce que por los avances en la tecnología de los pavimentos asfálticos, se requieren más conocimientos sobre las propiedades de los materiales para las necesidades actuales de los sistemas carreteros, por lo que el método vigente, probablemente requiera revisión e implementación futuras.

El manual presenta un procedimiento de diseño para obtener los espesores de la sección estructural de pavimentos, donde se utilizan el cemento asfáltico y las emulsiones asfálticas en toda la sección o en parte de ella. Se incluyen varias combinaciones de superficies de rodamiento con concreto asfáltico, carpetas elaboradas con emulsiones asfálticas, bases asfálticas y bases o subbases granulares naturales.

3.1.- Estimación del tránsito.

El método actual distingue el "Período de Diseño" del "Período de Análisis", de la siguiente manera:

Un pavimento debe ser diseñado para soportar los efectos acumulados del tránsito para cualquier período de tiempo; el período seleccionado, en años, se define como "Período de Diseño". Al término de éste, se espera que el pavimento requiera alguna acción de rehabilitación mayor, como puede ser una sobrecarpeta de refuerzo para restaurar su condición original. La vida útil del pavimento, o "Período de Análisis", puede ser extendida indefinidamente, a través de

sobrecarpetas u otras acciones de rehabilitación, hasta que la carretera sea obsoleta por cambios significativos en pendientes, alineamiento geométrico y otros factores. En la versión reciente, el método considera periodos de diseño de uno a 35 años y tasas de crecimiento del tránsito del 2 al 10% anual. (Ver Tabla 3.1).

Tabla 3.1. TASA ANUAL DE CRECIMIENTO DEL TRÁNSITO.

Período de Diseño, años (n)	Tasa Anual de Crecimiento, en por ciento (%)						
	2	4	5	6	7	8	10
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

Para el cálculo del porcentaje de camiones en el flujo vehicular sobre el carril de diseño, el actual método recomienda los siguientes valores:

Tabla 3.2. PORCENTAJE DE CAMIONES EN EL CARRIL DE DISEÑO.

Nº DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	% DE CAMIONES EN EL CARRIL DE DISEÑO
2	50
4	45
6 ó más	40

Un punto importante que se hace notar, es que para el cálculo de los ejes equivalentes, el método vigente recomienda utilizar la metodología de la AASHTO, en su versión 1993 (incluida en este trabajo). Para lo anterior, el método proporciona en la Tabla 3.3, factores de equivalencia de la carga o coeficientes de daño para ejes sencillos, dobles o triples, incluyendo cargas sobre el eje desde 0.5 toneladas (1,000 lb) hasta 41 toneladas (90,000 lb), lo que se considera cubre sobradamente cualquier condición de peso de vehículos de carga en cualquier red de carreteras, desde rurales hasta grandes autopistas.

Tabla 3.3. FACTORES DE EQUIVALENCIA DE CARGA.

Carga Total por Eje o Conjunto de Ejes		Factores de Equivalencia de Carga		
Kn	lb	Eje Sencilla	Ejes dobles	Ejes Triplas
4.45	1,000	0.00002		
8.9	2,000	0.00018		
17.8	4,000	0.00209	0.0003	
26.7	6,000	0.01043	0.001	0.0003
35.6	8,000	0.0343	0.003	0.001
44.5	10,000	0.0877	0.007	0.002
53.4	12,000	0.189	0.014	0.003
62.3	14,000	0.360	0.027	0.006
71.2	16,000	0.623	0.047	0.011
80.0	18,000	1.000	0.077	0.017
89.0	20,000	1.51	0.121	0.027
97.9	22,000	2.18	0.180	0.040
106.8	24,000	3.03	0.260	0.057
115.6	26,000	4.09	0.364	0.080
124.5	28,000	5.39	0.495	0.109
133.4	30,000	6.97	0.658	0.145
142.3	32,000	8.88	0.857	0.191
151.2	34,000	11.18	1.095	0.246
160.1	36,000	13.93	1.38	0.313
169.0	38,000	17.20	1.70	0.393
178.0	40,000	21.08	2.08	0.487
187.0	42,000	25.64	2.51	0.597
195.7	44,000	31.00	3.00	0.723
204.5	46,000	37.24	3.55	0.868
213.5	48,000	44.50	4.17	1.033
222.4	50,000	52.88	4.86	1.22
231.3	52,000		5.63	1.43
240.2	54,000		6.47	1.66
249.0	56,000		7.41	1.91
258.0	58,000		8.45	2.20
267.0	60,000		9.59	2.51
275.8	62,000		10.84	2.85
284.5	64,000		12.22	3.22
293.5	66,000		13.73	3.62
302.5	68,000		15.38	4.05
311.5	70,000		17.19	4.52
320.0	72,000		19.16	5.03
329.0	74,000		21.32	5.57
338.0	76,000		23.66	6.15
347.0	78,000		26.22	6.78
356.0	80,000		29.00	7.45
364.7	82,000		32.00	8.2
373.6	84,000		35.30	8.9
382.5	86,000		38.80	9.8
391.4	88,000		42.60	10.6
400.3	90,000		46.80	11.6

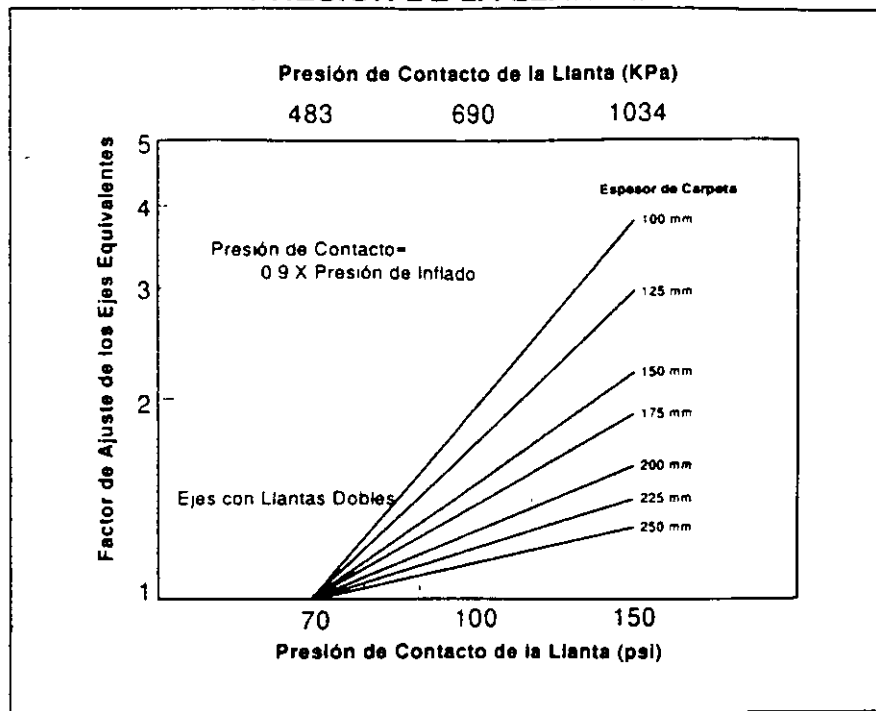
Habiéndose obtenido los coeficientes por cada eje o conjunto de ejes, la suma proporcionará el coeficiente total de equivalencia del vehículo. Utilizando el factor o tasa anual de crecimiento del tránsito señalado en la Tabla 3.1, y multiplicándolo por los coeficientes totales de equivalencia y por el número de vehículos del aforo

del tránsito promedio anual, se obtienen los ejes equivalentes acumulados reales para el período de diseño considerado.

Como innovación en la versión actual, el método incorpora factores de ajuste de los ejes equivalentes de diseño, para diferentes presiones de contacto de las llantas sobre el pavimento, en función de su presión de inflado y de los espesores de la carpeta asfáltica, donde contempla desde cuatro hasta diez pulgadas de espesor (10 y 25 cm respectivamente). Ver Figura 3.1.

NOTA: Al margen del método de diseño que se describe y como consecuencia de estudios realizados en México por el Instituto Mexicano del Transporte, aparece la posibilidad de aplicar el método comentado con una innovación que se desprende del Estudio Estadístico del Transporte Carretero que realiza la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Como consecuencia de dicho estudio, pueden afinarse, para el caso de México, las condiciones de carga con que realmente operan los vehículos, tomando en cuenta los que circulan en vacío, los que lo hacen con diferentes porcentajes de carga por abajo del valor reglamentario, los que se ciñen a ese valor, y los que lo hacen con diferentes porcentajes de carga por arriba de dicho valor reglamentario. Esta información, actualmente disponible para las condiciones de operación mexicanas, permite la estimación de ejes de diseño con un grado de aproximación mucho mayor, no ya dependiente de valores fijos de carga vehicular, sino de las cargas que realmente pueden asociarse a los diferentes tipos de vehículos en las carreteras de México.

Figura 3.1. FACTOR DE AJUSTE DE LOS EJES EQUIVALENTES POR PRESIÓN DE LA LLANTA.



3.2.- Evaluación de los materiales.

Para el diseño de los espesores de una sección estructural del pavimento flexible, el método actual del Instituto del Asfalto, considera como parámetro fundamental, dentro de la evaluación de los materiales, la obtención del Módulo de Resiliencia (Mr), con recomendaciones del método de prueba descrito en el Manual de Suelos MS-10 del propio Instituto. Sin embargo, reconocen que no todos los organismos o dependencias tienen el equipo adecuado para llevar a cabo tal prueba, por lo que han establecido factores de correlación entre Mr y la prueba estándar de Valor Relativo de Soporte (T-193 de AASHTO). Señalan que los resultados son bastante aproximados; sin embargo, para un diseño preciso, se recomienda llevar a cabo la prueba del Módulo de Resiliencia para la capa de la subrasante.

Factores Recomendados de Correlación

$$M_r \text{ (Mpa)} = 10.3 \text{ CBR}$$

$$M_r \text{ (psi)} = 1,500 \text{ CBR}$$

Se hace notar que tales correlaciones sólo se aplican a materiales de la capa subrasante, no sirviendo para materiales granulares que se pretendan emplear en las capas de subbase o de la base.

Otro cambio importante en la actual metodología descrita, es la inclusión de métodos de prueba normados según AASHTO y ASTM para los siguientes parámetros:

Límite Líquido T89 y D4318, Límite Plástico T90 y D4318, Índice Plástico T90 y D4318, Granulometría T88 y D422, Compactación T180 y D1557, Valor Relativo de Soporte T193 y D1883, Valor R T190 y D2844 y para el Módulo de Resiliencia M_r se recomienda utilizar el método MS-10 del propio Instituto.

En función del tránsito esperado sobre el pavimento en estudio, el método del Instituto del Asfalto recomienda los siguientes valores percentiles para calcular el Módulo de Resiliencia de diseño de la capa subrasante.

Tabla 3.4. VALOR PERCENTIL PARA DISEÑO DE SUBRASANTE, DE ACUERDO AL NIVEL DEL TRÁNSITO.

	PERCENTIL
Menor de 10,000 ejes equivalentes	60
Entre 10,000 y 1'000,000 de ejes equivalentes	75
Mayor de 1'000,000 de ejes equivalentes	87.5

Con las muestras de material obtenidas en el campo y con los resultados obtenidos en el laboratorio para determinar sus Módulos de Resiliencia, el diseñador deberá calcular el Mr de diseño de la capa subrasante, con los percentiles sugeridos en la Tabla anterior.

Para los requerimientos de compactación en las capas de base y subbase, el actual método proporciona las siguientes recomendaciones:

Capas de base y subbase formadas con materiales granulares sin tratamiento, esto es, no estabilizadas, deberán compactarse con un contenido de humedad óptimo más menos 1.5 puntos en porcentaje, para alcanzar una densidad mínima del 100% de la densidad máxima de laboratorio, sugiriendo se utilice el Método AASHTO T180 o el ASTM D1557.

Así mismo, recomienda los siguientes valores para las diferentes pruebas a realizarse con materiales de bases y subbases:

Tabla 3.5. VALORES PARA DIFERENTES PRUEBAS, CON MATERIALES DE BASES Y SUBBASES.

VRS, mínimo	20	80
Valor R, mínimo	55	78
Límite Líquido, máximo	25	25
Índice Plástico, máximo	6	NP
Equivalente de Arena, mínimo	25	35
Material que pasa la malla 200, máximo, (finos)	12	7

El Instituto Mexicano del Transporte recomienda los valores siguientes:—

Tabla 3.6. VALORES RECOMENDADOS POR EL I.M.T.

VALOR	SUBBASE	BASE
% Finos	15 - 25	10 - 15
Límite Líquido	25 - 30	25 - 30
Índice Plástico	6 - 10	6 - 6
VRS	40 - 30	100 - 80

Es importante hacer notar, que dentro de las innovaciones que presenta el método de diseño del Instituto del Asfalto, además de las anteriormente descritas (teoría elástica multicapas, cementos y emulsiones asfálticas, períodos de diseño de 1 a 35 años, ejes equivalentes con metodología AASHTO, factor de ajuste para diferentes presiones de contacto de llantas, módulo de resiliencia de diseño, correlación del Mr con VRS, pruebas índice según ASTM o AASHTO para compactación), el método contempla factores de medio ambiente y varios tipos o clases de asfalto según las necesidades particulares de los usuarios. Esto es; tres diferentes temperaturas, según la región donde se pretenda construir el pavimento, climas fríos, templados y calientes, 7°C, 15.5°C y 24°C, respectivamente, empleando cementos asfálticos desde el AC-5 hasta el AC-40, recomendándose la clasificación siguiente:

Tabla 3.7. GRADOS DE ASFALTO DE ACUERDO AL TIPO DE CLIMA.

Frío	Menor o igual a 7°C	AC-5, AC-10
Templado	Entre 7 y 24°C	AC-10, AC-20
Caliente	Mayor de 24°C	AC-20, AC-40

Para mezclas asfálticas emulsificadas, se pueden utilizar tanto emulsiones catiónicas (ASTM D2397) o aniónicas (ASTM D977). El grado o tipo de asfalto a seleccionarse, dependerá principalmente de su habilidad para cubrir los agregados, además de factores como la disponibilidad de agua en el sitio de trabajo, clima durante la construcción, procedimiento de mezclado y curado del material.

En cuanto a requerimientos de espesores mínimos, en función del nivel de tránsito en ejes equivalentes, el método recomienda los siguientes valores:

A) Para superficies de concreto asfáltico construidas sobre bases emulsificadas:

Tabla 3.8. ESPESORES MÍNIMOS DE CARPETA ASFÁLTICA, DE ACUERDO AL NIVEL DEL TRÁNSITO.

NIVEL TRÁNSITO EN EJES EQUIVALENTE	ESPESOR MÍNIMO DE CARPETA ASFÁLTICA EN CM.
10,000	5.0
100,000	5.0
1'000,000	7.5
10'000,000	10.0
Mayor de 10'000,000	13.0

- (1) Podrá usarse concreto asfáltico o mezclas asfálticas emulsificadas Tipo I con un tratamiento superficial, sobre bases asfálticas tipo II o Tipo III.
 Tipo I: Mezclas elaboradas con agregados, textura cerrada.
 Tipo II: Mezclas elaboradas con agregados semi-procesados.
 Tipo III: Mezclas elaboradas con arenas o arenas-limosas.

B) Para superficies de concreto asfáltico construidas sobre bases granulares sin estabilizar:

Tabla 3.9. ESPESORES DE SUPERFICIE DE CONCRETO ASFÁLTICO SOBRE BASES GRANULARES SIN ESTABILIZAR.

NIVEL TRÁNSITO EN EJES EQUIVALENTE	CATEGORÍA DE TRÁNSITO	ESPESOR MÍNIMO DE CARPETA ASFÁLTICA EN CM.
Hasta 10,000	Ligero	7.5 (2)
Entre 10,000 y 1'000,000	Mediano	10.0
Mayor de 1'000,000	Pesado	12.5 ó más

- (2) Para pavimentos de una sola capa formada con concreto asfáltico (full - depth) o pavimentos con emulsiones asfálticas, se requiere un mínimo de 10 cm.

3.3.- Cálculos de espesores de diseño.

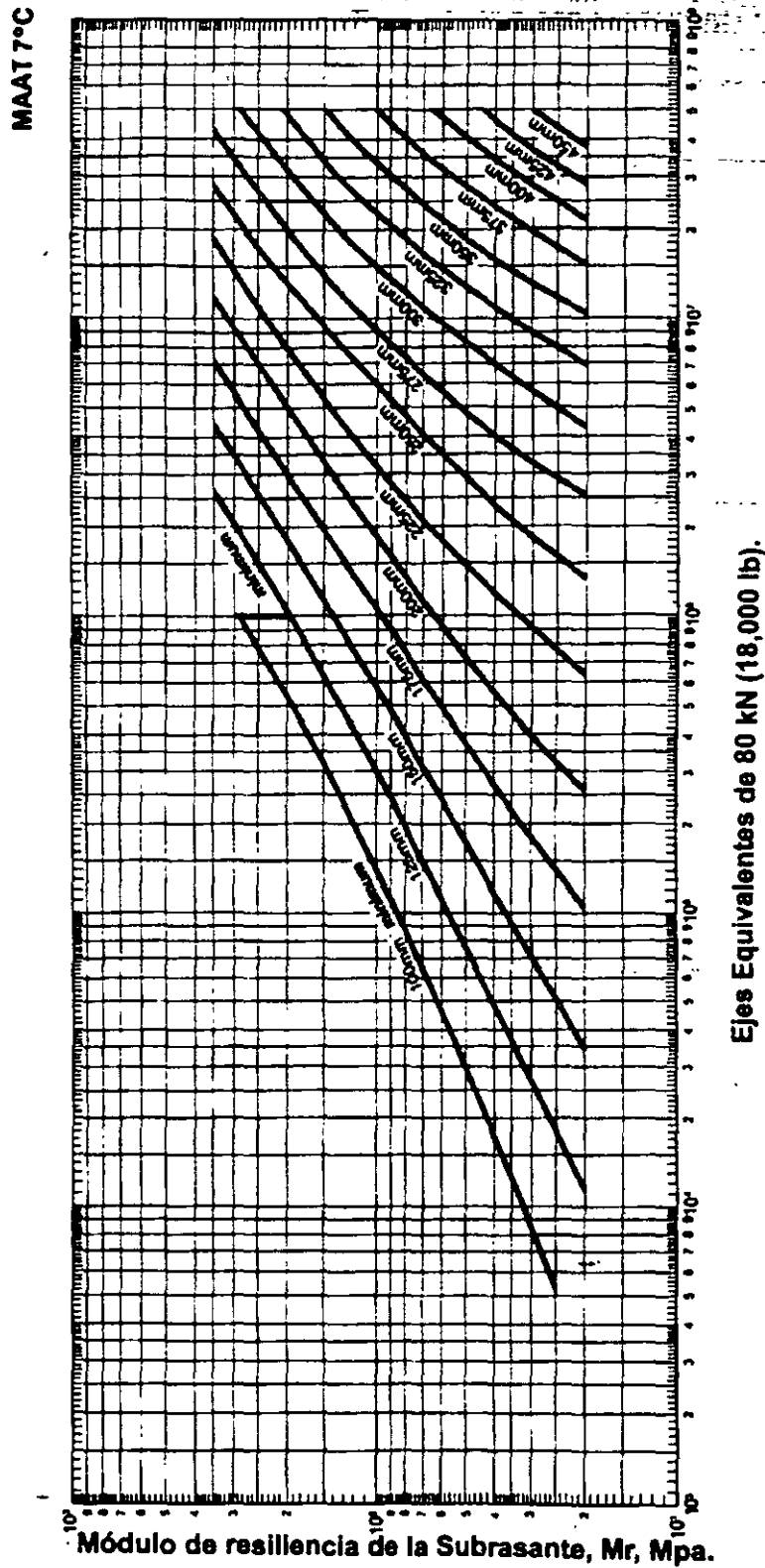
El método más reciente del Instituto del Asfalto de los Estados Unidos de Norteamérica, proporciona para el diseño final de los espesores de la sección estructural del pavimento flexible; 18 gráficas o cartas de diseño en sistema

métrico y 18 en sistema inglés, las cuales cubren todas las variables involucradas en los párrafos anteriores de este trabajo.

Se presentan en el método gráficas con escalas logarítmicas para las tres condiciones climáticas consideradas, con el total de ejes equivalentes sencillos acumulados en el período de diseño y el Módulo de Resiliencia de diseño de la capa subrasante, para obtener los espesores finales de pavimentos de una sola capa formada con concreto asfáltico (full - depth), pavimentos elaborados con emulsiones asfálticas tipos I, II y III y bases granulares sin tratamiento con espesores de 15 y 30 cm. Las gráficas 7°C deberán emplearse para temperaturas menores o iguales a 7°C, las gráficas 24°C para temperaturas de 24°C o mayores y las gráficas 15.5°C para temperaturas intermedias.

Para fines prácticos de este trabajo, se incluyen solamente 3 cartas de diseño en sistema métrico, (ver Figuras 3.2, 3.3 y 3.4) dejando que el usuario pueda obtener el espesor total de la estructura de concreto asfáltico, mismo que podrá convertir en una estructura multicapa, formada por la carpeta de rodamiento, base y subbase, empleando los coeficientes estructurales recomendados por la AASHTO para esas capas o los coeficientes de equivalencia sugeridos por el mismo Instituto del Asfalto o los Métodos de California. Adicionalmente, se sugiere al diseñador, consultar con mayor detalle los espesores finales que reportan en las 18 gráficas en sistema métrico, que proporciona el Método del Instituto del Asfalto en su Manual MS-1, o en su versión computarizada "HWY" que incluye el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles y el diseño de sobrecarpetas de refuerzo.

Figura 3.2. GRÁFICA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO DE UNA SOLA CAPA (7°C).



Ejes Equivalentes de 80 kN (18,000 lb).

Figura 3.3. GRÁFICA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO DE UNA SOLA CAPA (15.5°C).

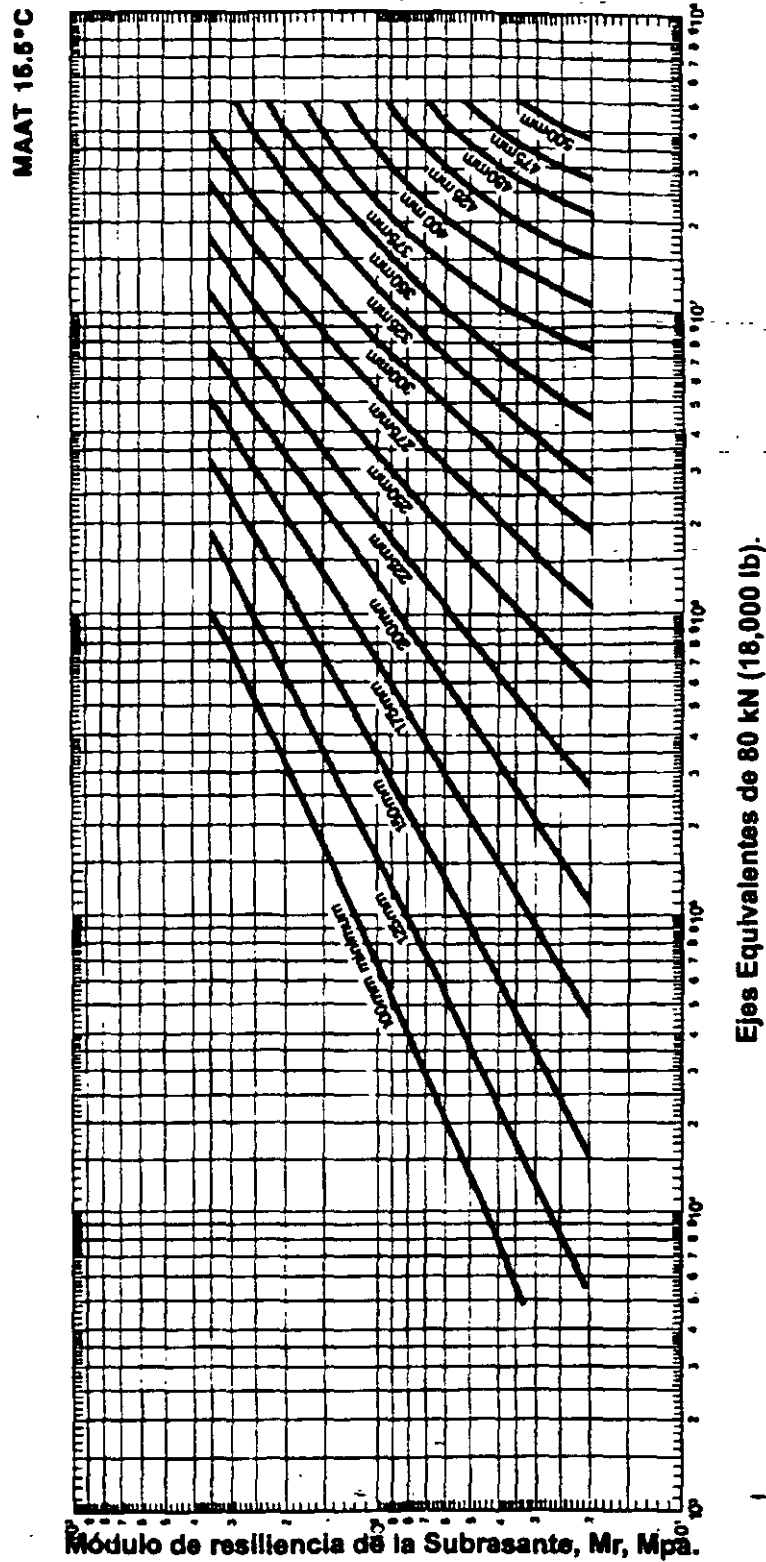
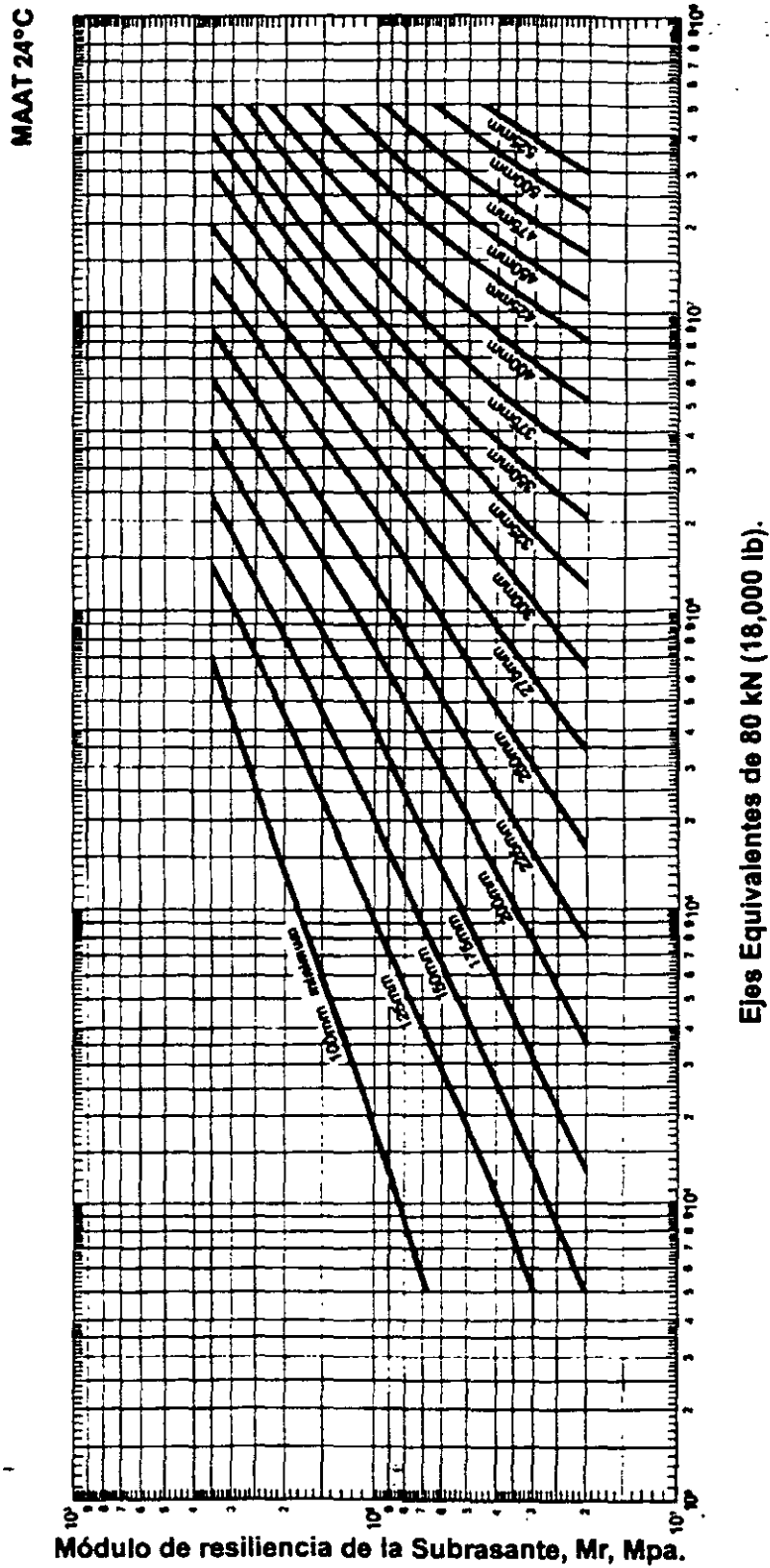


Figura 3.4. GRÁFICA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO DE UNA SOLA CAPA (24°C).



4.- Método de la AASHTO para el Diseño de la Sección Estructural de los Pavimentos.

El actual método de la AASHTO, versión 1993, describe con detalle los procedimientos para el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles y rígidos de carreteras. En el caso de los pavimentos flexibles, el método establece que la superficie de rodadura se resuelve solamente con concreto asfáltico y tratamientos superficiales, pues asume que tales estructuras soportarán niveles significativos de tránsito (mayores de 50,000 ejes equivalentes acumulados de 8.2 ton durante el período de diseño), dejando fuera pavimentos ligeros para tránsitos menores al citado, como son los caminos revestidos o de terracería.

En este trabajo únicamente se resume el procedimiento para pavimentos flexibles, con el objeto de que el usuario disponga de una metodología práctica y sencilla de uso frecuente en su ámbito de trabajo.

4.1.- Método de diseño.

Los procedimientos involucrados en el actual método de diseño, versión 1993, están basados en las ecuaciones originales de la AASHO que datan de 1961, producto de las pruebas en Ottawa, Illinois, con tramos a escala natural y para todo tipo de pavimentos. La versión de 1986 y la actual de 1993 se han modificado para incluir factores o parámetros de diseño que no habían sido considerados y que son producto de la experiencia adquirida por ese organismo entre el método original y su versión más moderna, además de incluir experiencias de otras dependencias y consultores independientes.

El diseño está basado primordialmente en identificar o encontrar un "número estructural SN" para el pavimento flexible que pueda soportar el nivel de carga solicitado. Para determinar el número estructural SN requerido, el método

proporciona la ecuación general y la gráfica de la Figura 4.1, que involucra los siguientes parámetros:

El tránsito en ejes equivalentes acumulados para el período de diseño seleccionado, " W_{18} ".

El parámetro de confiabilidad, " R ".

La desviación estándar global, " S_o ".

El módulo de resiliencia efectivo, " M_r " del material usado para la subrasante.

La pérdida o diferencia entre los índices de servicios inicial y final deseados, " ΔPSI ".

4.1.1.- Tránsito.

Para el cálculo del tránsito, el método actual contempla los ejes equivalentes sencillos de 18,000 lb (8.2 ton) acumulados durante el período de diseño, por lo que no ha habido grandes cambios con respecto a la metodología original de AASHTO. Solamente se aconseja que para fines de diseño en "etapas o fases" se dibuje una gráfica donde se muestre año con año, el crecimiento de los ejes acumulados (ESAL) vs tiempo, en años, hasta llegar al fin del período de diseño o primera vida útil del pavimento. La ecuación siguiente puede ser usada para calcular el parámetro del tránsito W_{18} en el carril de diseño.

$$W_{18} = D_D \cdot D_L \cdot \hat{W}_{18} \quad (4.1)$$

Donde:

- W_{18} = Tránsito acumulado en el primer año, en ejes equivalentes sencillos de 8.2 ton, en el carril de diseño.
- D_D = Factor de distribución direccional; se recomienda 50% para la mayoría de las carreteras, pudiendo variar de 0.3 a 0.7, dependiendo de en qué dirección va el tránsito con mayor porcentaje de vehículos pesados.
- \hat{W}_{18} = Ejes equivalentes acumulados en ambas direcciones.
- D_L = Factor de distribución por carril, cuando se tengan dos o más carriles por sentido. Se recomiendan los siguientes valores:

Tabla 4.1. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL.

Nº CARRILES EN CADA SENTIDO EN EL CARRIL DE DISEÑO	FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL DE W_{18} EN CADA SENTIDO
1	100
2	80 - 100
3	60 - 80
4 o más	50 - 75

Una vez calculados los ejes equivalentes acumulados en el primer año, el diseñador deberá estimar con base en la tasa de crecimiento anual y el período de diseño en años, el total de ejes equivalentes acumulados y así contar con un parámetro de entrada para la ecuación general o para el nomograma de la Figura 4.1.

Es importante hacer notar que la metodología original de AASHTO usualmente consideraba períodos de diseño de 20 años; en la versión actual de 1993, recomienda los siguientes períodos de diseño en función del tipo de carretera:

Tabla 4.2. PERIODOS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DEL TIPO DE CARRETERA.

TIPO DE CARRETERA	PERIODO DE DISEÑO
Urbana con altos volúmenes de tránsito.	30 - 50 años
Interurbana con altos volúmenes de tránsito.	20 - 50 años
Pavimentada con bajos volúmenes de tránsito.	15 - 25 años
Revestidas con bajos volúmenes de tránsito.	10 - 20 años

4.1.2- Confiabilidad "R".

Con el parámetro de Confiabilidad "R", se trata de llegar a cierto grado de certeza en el método de diseño, para asegurar que las diversas alternativas de la sección estructural que se obtengan, durarán como mínimo el período de diseño. Se consideran posibles variaciones en las predicciones del tránsito en ejes acumulados y en el comportamiento de la sección diseñada.

El actual método AASHTO para el diseño de la sección estructural de pavimentos flexibles, recomienda valores desde 50 y hasta 99.9 para el parámetro "R" de confiabilidad, con diferentes clasificaciones funcionales, notándose que los niveles más altos corresponden a obras que estarán sujetas a un uso intensivo, mientras que los niveles más bajos corresponden a obras o caminos locales y secundarios.

Tabla 4.3. VALORES DE "R" DE CONFIABILIDAD, CON DIFERENTES CLASIFICACIONES FUNCIONALES.

NIVELES DE CONFIABILIDAD	
CLASIFICACION FUNCIONAL	NIVEL RECOMENDADO POR AASHO PARA CARRETERAS
Carretera Interestatal o Autopista.	80 - 99.9
Red Principal o Federal.	75 - 95
Red Secundaria o Estatal.	75 - 95
Red Rural o Local.	50 - 80

4.1.3.-Desviación estándar global "S_o".

Este parámetro está ligado directamente con la Confiabilidad (R), descrita en el punto (4.1.2.); habiéndolo determinado, en este paso deberá seleccionarse un valor S_o "Desviación Estándar Global", representativo de condiciones locales particulares, que considera posibles variaciones en el comportamiento del pavimento y en la predicción del tránsito.

Valores de "S_o" en los tramos de prueba de AASHO no incluyeron errores en la estimación del tránsito; sin embargo, el error en la predicción del comportamiento de las secciones en tales tramos, fue de 0.25 para pavimentos rígidos y 0.35 para los flexibles, lo que corresponde a valores de la desviación estándar total debidos al tránsito de 0.35 y 0.45 para pavimentos rígidos y flexibles respectivamente.

4.1.4.- Módulo de Resiliencia efectivo.

En el método actual de la AASHO, la parte fundamental para caracterizar debidamente a los materiales, consiste en la obtención del Módulo de Resiliencia,

con base en pruebas de laboratorio, realizadas en materiales a utilizar en la capa subrasante (Método AASHTO T-274), con muestras representativas (esfuerzo y humedad) que simulen las estaciones del año respectivas. El módulo de resiliencia "estacional" será obtenido alternadamente por correlaciones con propiedades del suelo, tales como el contenido de arcilla, humedad, índice plástico, etc.

Finalmente, deberá obtenerse un "módulo de resiliencia efectivo", que es equivalente al efecto combinado de todos los valores de módulos estacionales.

Para la obtención del módulo estacional, o variaciones del M_r a lo largo de todas las estaciones del año se ofrecen dos procedimientos: uno, obteniendo la relación en el laboratorio entre el módulo de resiliencia y el contenido de humedad de diferentes muestras en diferentes estaciones del año y, dos, utilizando algún equipo para medición de deflexiones sobre carreteras en servicio durante diferentes estaciones del año.

Sin embargo, para el diseño de pavimentos flexibles, únicamente se recomienda convertir los datos estacionales en módulo de resiliencia efectivo de la capa subrasante, con el auxilio de la Figura 4.7 que proporciona un valor sopesado en función del "daño equivalente anual" obtenido para cada estación en particular. También puede utilizarse la siguiente ecuación:

$$U_f = 1.18 \times 10^8 * M_r^{-2.32} \quad (4.2)$$

Donde:

U_f = Daño relativo en cada estación (por mes o quincenal).

M_r = Módulo de Resiliencia de la capa subrasante, obtenido en laboratorio o con deflexiones cada quincena o más.

Y por último:

$$\bar{U}_f = \text{promedio de daño relativo} = \frac{\sum U_f}{n}$$

por lo que el

M_R efectivo, será el que corresponda al \bar{U}_f promedio (Ecuación 4.2).

4.1.5.- Pérdida o diferencia entre índices de servicio inicial y terminal.

El cambio o pérdida en la calidad de servicio que la carretera proporciona al usuario, se define en el método con la siguiente ecuación:

PSI = Índice de Servicio Presente

$$\Delta PSI = p_o - p_t \quad (4.3)$$

Donde:

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial u original y el final o terminal deseado.

p_o = Índice de servicio inicial (4.5 para pavimentos rígidos y 4.2 para flexibles).

p_t = Índice de servicio terminal, para el cual AASHTO maneja en su versión 1993 valores de 3.0, 2.5 y 2.0, recomendando 2.5 ó 3.0 para caminos principales y 2.0 para secundarios.

Se hace notar que aún en la versión actual, AASHTO no ha modificado la escala del índice de servicio original de 0 a 5 para caminos intransitables hasta carreteras perfectas, respectivamente. Sin embargo, se sugiere que el criterio para definir el índice de servicio terminal o mínimo de rechazo (menor índice tolerado antes de

realizar alguna operación de rehabilitación, reencarpetado o reconstrucción) esté en función de la aceptación de los usuarios de la carretera.

Para el caso de diseños de pavimentos en climas muy extremos, en especial los fríos, la guía de diseño del método actual recomienda evaluar adicionalmente la pérdida del índice de servicio original y terminal debida a factores ambientales por congelamiento y deshielo, que producen cambios volumétricos notables en la capa subrasante y capas superiores de la estructura del pavimento. En tales casos, el diseñador deberá remitirse al método AASHTO 1993, capítulo 2.1.4.

4.2.- Determinación de espesores por capas.

Una vez que el diseñador ha obtenido el Número Estructural SN para la sección estructural del pavimento, utilizando el gráfico o la ecuación general básica de diseño, (Figura 4.1) donde se involucraron los parámetros anteriormente descritos (tránsito, R, S_o , M_R , ΔPSI), se requiere ahora determinar una sección multicapa que en conjunto provea de suficiente capacidad de soporte equivalente al número estructural de diseño original. La siguiente ecuación puede utilizarse para obtener los espesores de cada capa, para la superficie de rodamiento o carpeta, base y subbase, haciéndose notar que el actual método de AASHTO, versión 1993, ya involucra coeficientes de drenaje particulares para la base y subbase.

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (4.4)$$

Donde:

a_1 , a_2 y a_3 = Coeficientes de capa representativos de carpeta, base y subbase respectivamente.

D_1 , D_2 y D_3 = Espesor de la carpeta, base y subbase respectivamente, en pulgadas.

m_2 y m_3 = Coeficientes de drenaje para base y subbase, respectivamente.

Para la obtención de los coeficientes de capa a_1 , a_2 y a_3 deberán utilizarse las Figuras 4.2 a 4.6, en donde se representan valores de correlaciones hasta de cinco diferentes pruebas de laboratorio: Módulo Elástico, Texas Triaxial, R - valor, VRS y Estabilidad Marshall.

Para carpeta asfáltica.	(a_1)	Figura 4.2
Para bases granulares.	(a_2)	Figura 4.3
Para subbases granulares.	(a_3)	Figura 4.4
Para bases estabilizadas con cemento.		Figura 4.5
Para bases estabilizadas con asfalto.		Figura 4.6

Para la obtención de los coeficientes de drenaje, m_2 y m_3 , correspondientes a las capas de base y subbase respectivamente, el método actual de AASHTO se basa en la capacidad del drenaje para remover la humedad interna del pavimento, definiendo lo siguiente:

Tabla 4.4. CAPACIDAD DEL DRENAJE PARA REMOVER LA HUMEDAD.

CALIDAD DEL DRENAJE	AGUA REMOVIDA EN
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Malo	agua no drena

En la Tabla 4.5 se presentan los valores recomendados para m_2 y m_3 (bases y subbases granulares sin estabilizar) en función de la calidad del drenaje y el porcentaje del tiempo a lo largo de un año, en el cual la estructura del pavimento pueda estar expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.

Tabla 4.5.- VALORES m_1 RECOMENDADOS PARA MODIFICAR LOS COEFICIENTES ESTRUCTURALES DE CAPA DE BASES Y SUBBASES SIN TRATAMIENTO, EN PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Calidad del Drenaje	Porcentaje del tiempo al cual está expuesta la Estructura del Pavimento a Niveles de Humedad Próximos a la Saturación			
	Menor del 15%	15% - 25%	25% - 50%	Mayor del 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Bueno	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Regular	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Pobre	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Muy Pobre	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

Para capas estabilizadas con cemento o asfalto y para la superficie de rodamiento elaborada con concreto asfáltico, el método no considera un posible efecto por el

drenaje, por lo que en la ecuación de diseño sólo intervienen valores de m_2 y m_3 y no se asigna valor para m_1 correspondiente a la carpeta.

Para el cálculo de los espesores D_1 , D_2 y D_3 (en pulgadas), el método sugiere respetar los siguientes valores mínimos, en función del tránsito en ejes equivalentes sencillos acumulados:

Tabla 4.6. ESPESORES MÍNIMOS, EN PULGADAS, EN FUNCIÓN DE LOS EJES EQUIVALENTES.

TRÁNSITO EN EJES EQUIVALENTES	CARPETA DE CONCRETO ASFÁLTICO	BASES GRANULARES
Menor de 50,000	1.0 ó T.S.	4.0
50,001 - 150,000	2.0	4.0
150,001 - 500,000	2.5	4.0
500,001 - 2'000,000	3.0	6.0
2'000,001 - 7'000,000	3.5	6.0
Mayor de 7'000,000	4.0	6.0

T.S. = Tratamiento superficial con sellos.

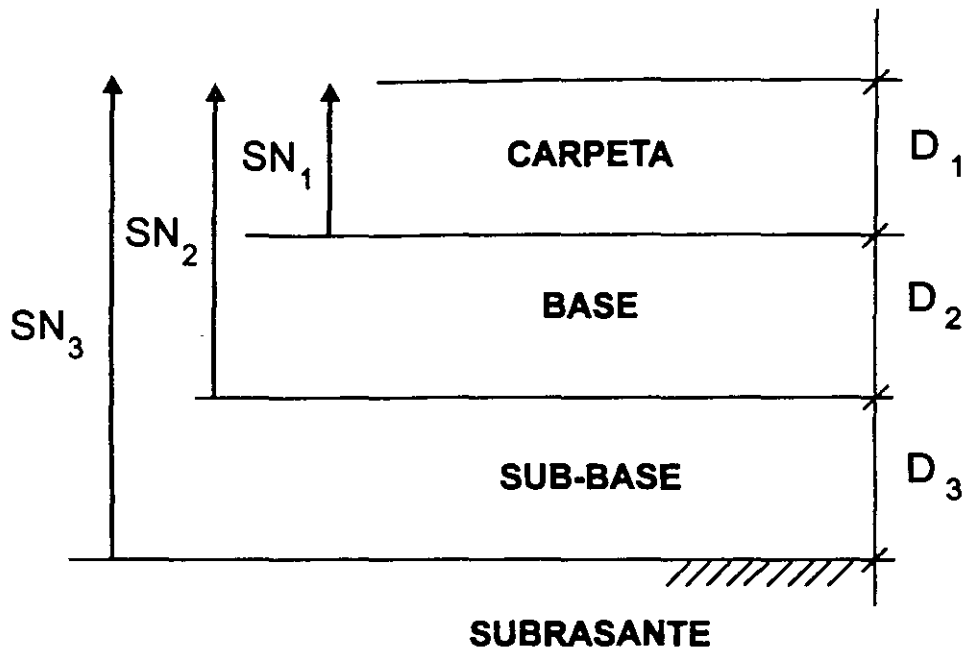
4.3.- Análisis del diseño final con sistema multicapa.

Deberá reconocerse que para pavimentos flexibles, la estructura es un sistema de varias capas y por ello deberá diseñarse de acuerdo a ello. Como ya se describió al principio del método, el "número estructural SN" sobre la capa subrasante o cuerpo del terraplén es lo primero a calcularse. De la misma manera deberá obtenerse el número estructural requerido sobre las capas de la subbase y base, utilizando los valores de resistencia aplicables para cada uno. Trabajando con las

diferencias entre los números estructurales que se requieren sobre cada capa, el espesor máximo permitido de cualquier capa puede ser calculado. Por ejemplo, el número estructural máximo permitido para material de la capa de subbase, debe ser igual al número estructural requerido sobre la subbase restado del SN requerido sobre la subrasante.

El Método AASHTO recomienda el empleo de la siguiente figura y ecuaciones:

Figura 4.8. RECOMENDACIÓN DE AASHTO.



$$D^*_1 \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN^*_1 = a_1 D_1 \geq SN_1$$

$$D^*_2 \geq \frac{SN_2 - SN^*_1}{\bar{a}_2 m_2}$$

$$SN^*_1 + SN^*_2 \geq SN_2$$

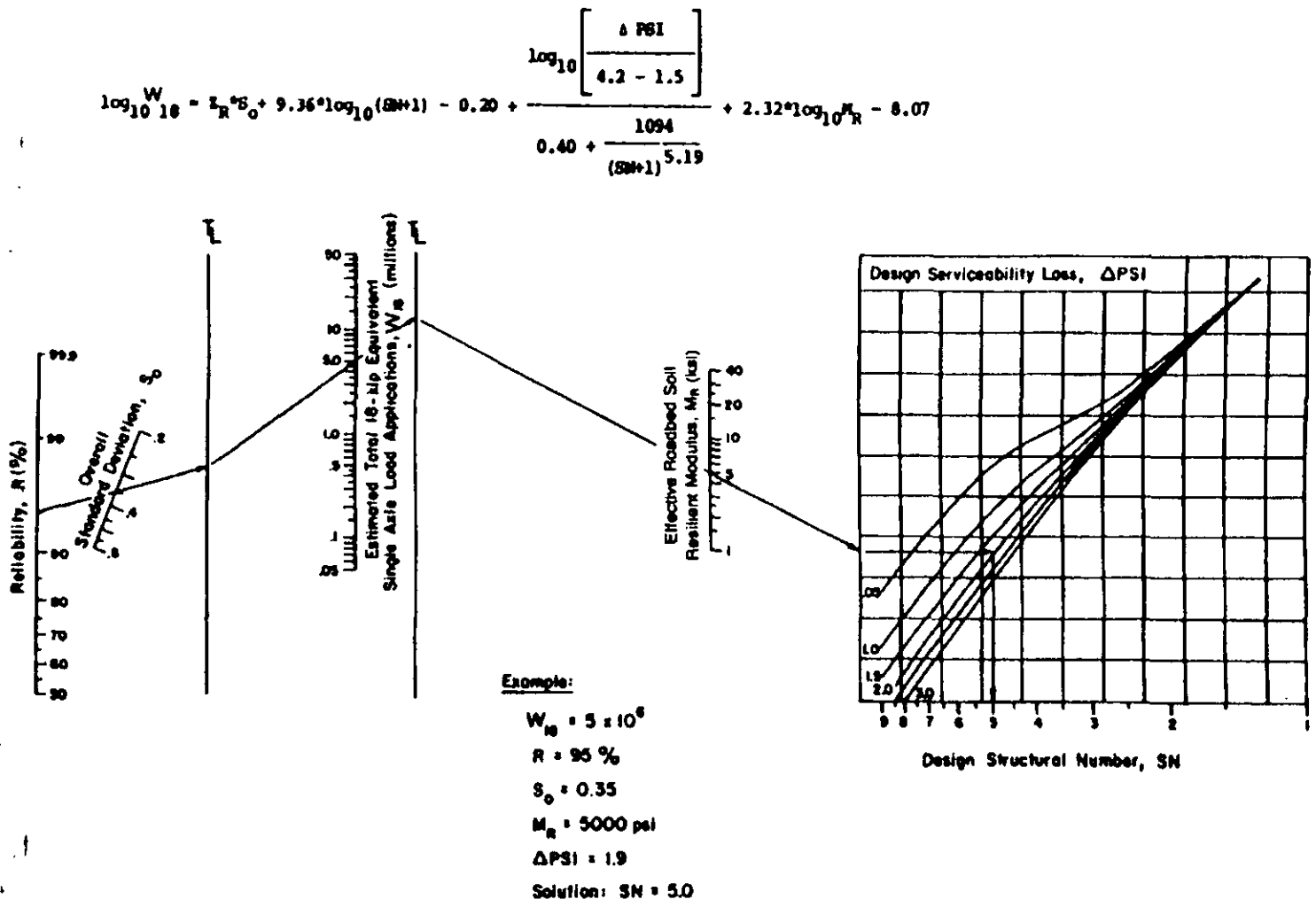
$$D^*_3 \geq \frac{SN_3 - (SN^*_1 + SN^*_2)}{a_3 m_3}$$

NOTAS: 1) a, D, m, y SN corresponden a valores mínimos requeridos.

2) D* y SN* representan los valores finales de diseño.

Con todo lo anterior queda configurada la sección estructural de proyecto para pavimento flexible.

Figura 4.1. GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE.



$$\log_{10} W_{18} = Z_R \cdot S_o + 9.36 \cdot \log_{10} (SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot \log_{10} M_R - 8.07$$

Figura 4.2. GRÁFICA PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE ESTRUCTURAL DE CAPA "a₁" EN FUNCIÓN DEL MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO ASFÁLTICO.

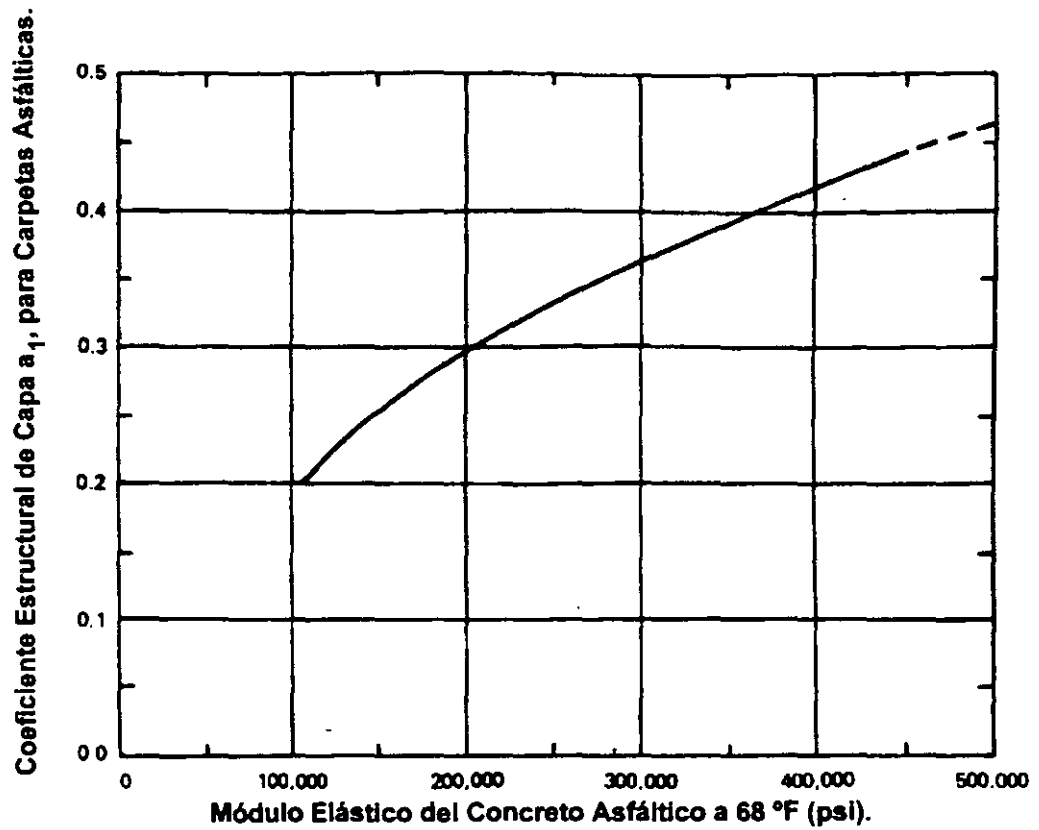
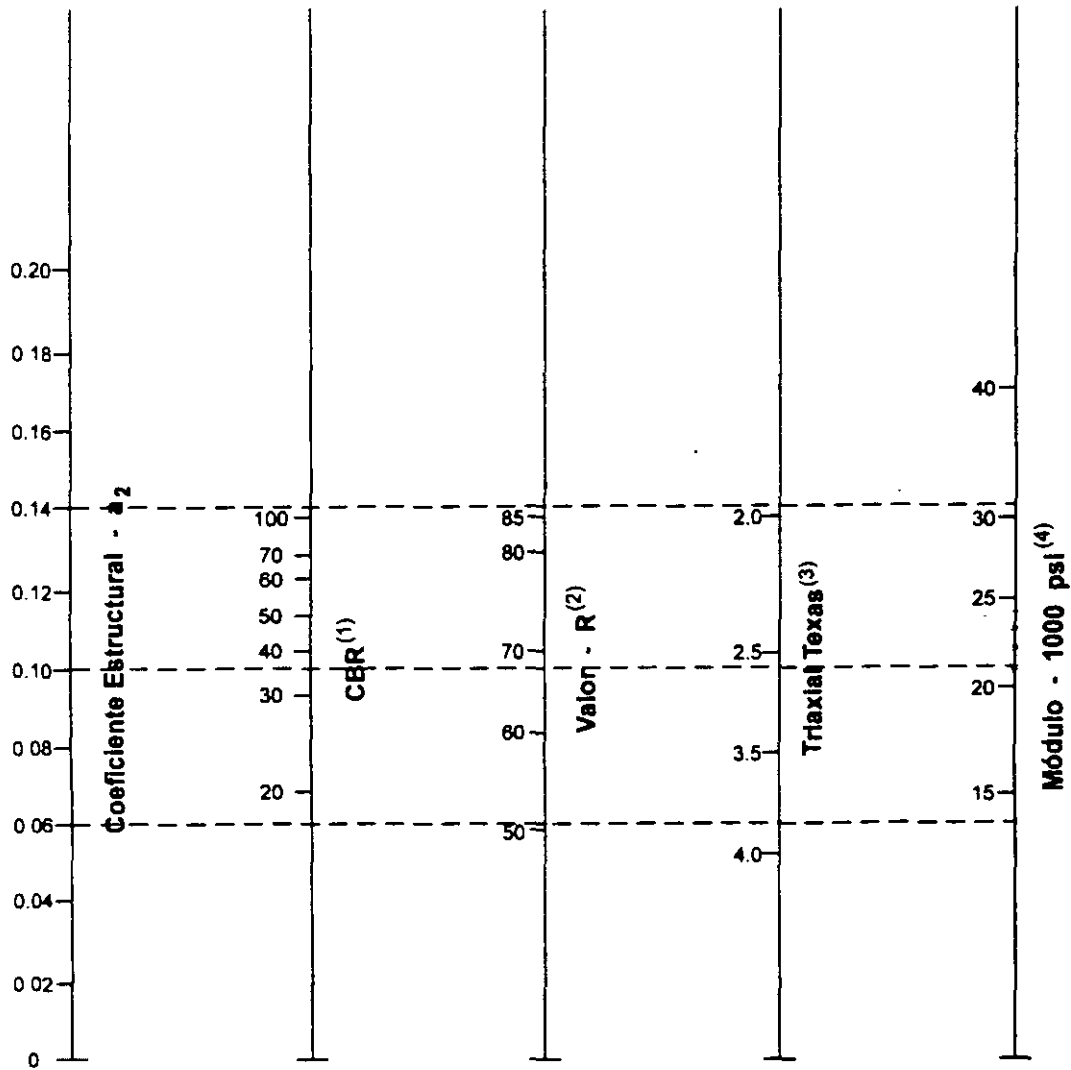
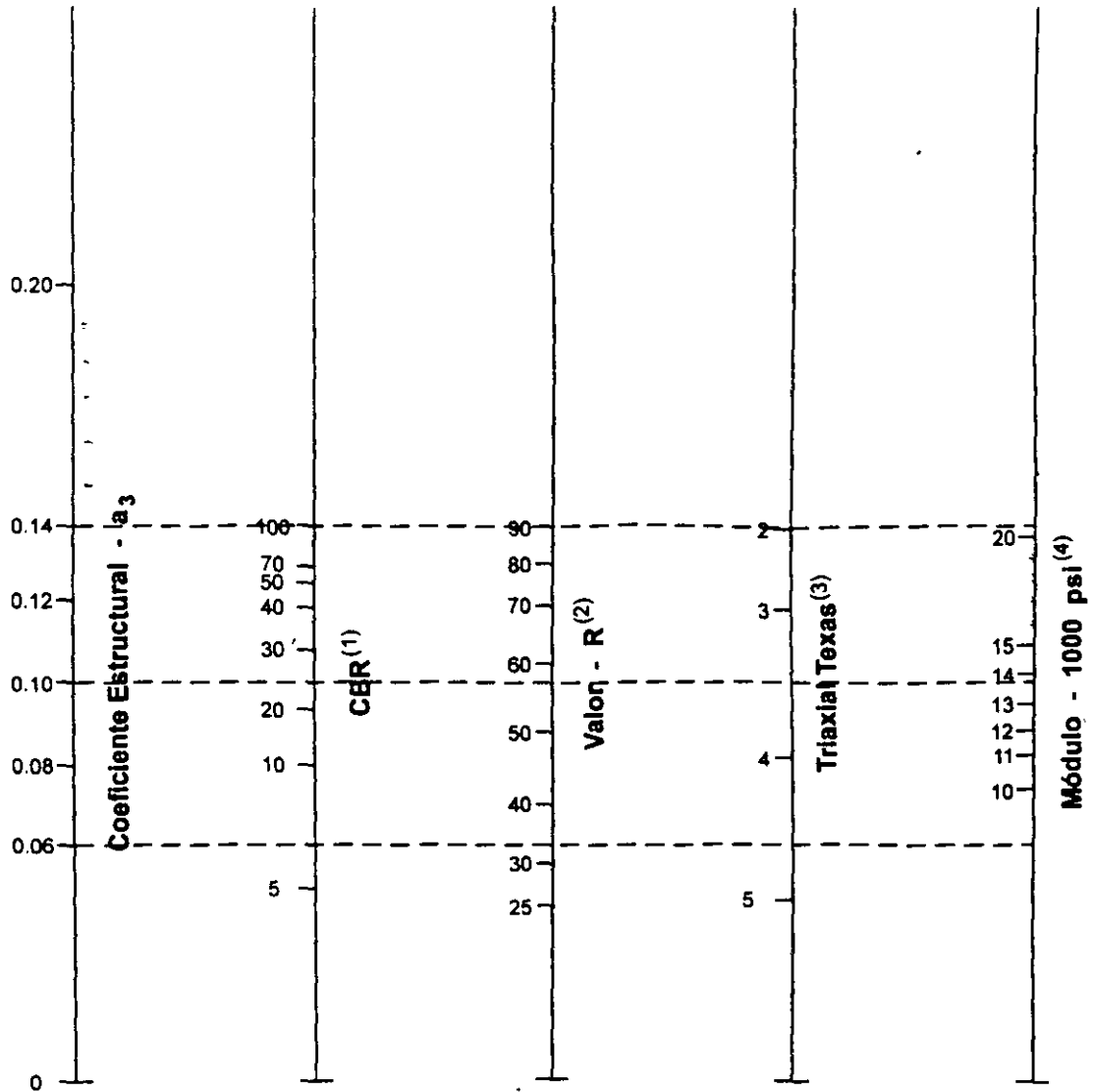


Figura 4.3.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA "a₂", EN BASES GRANULARES.



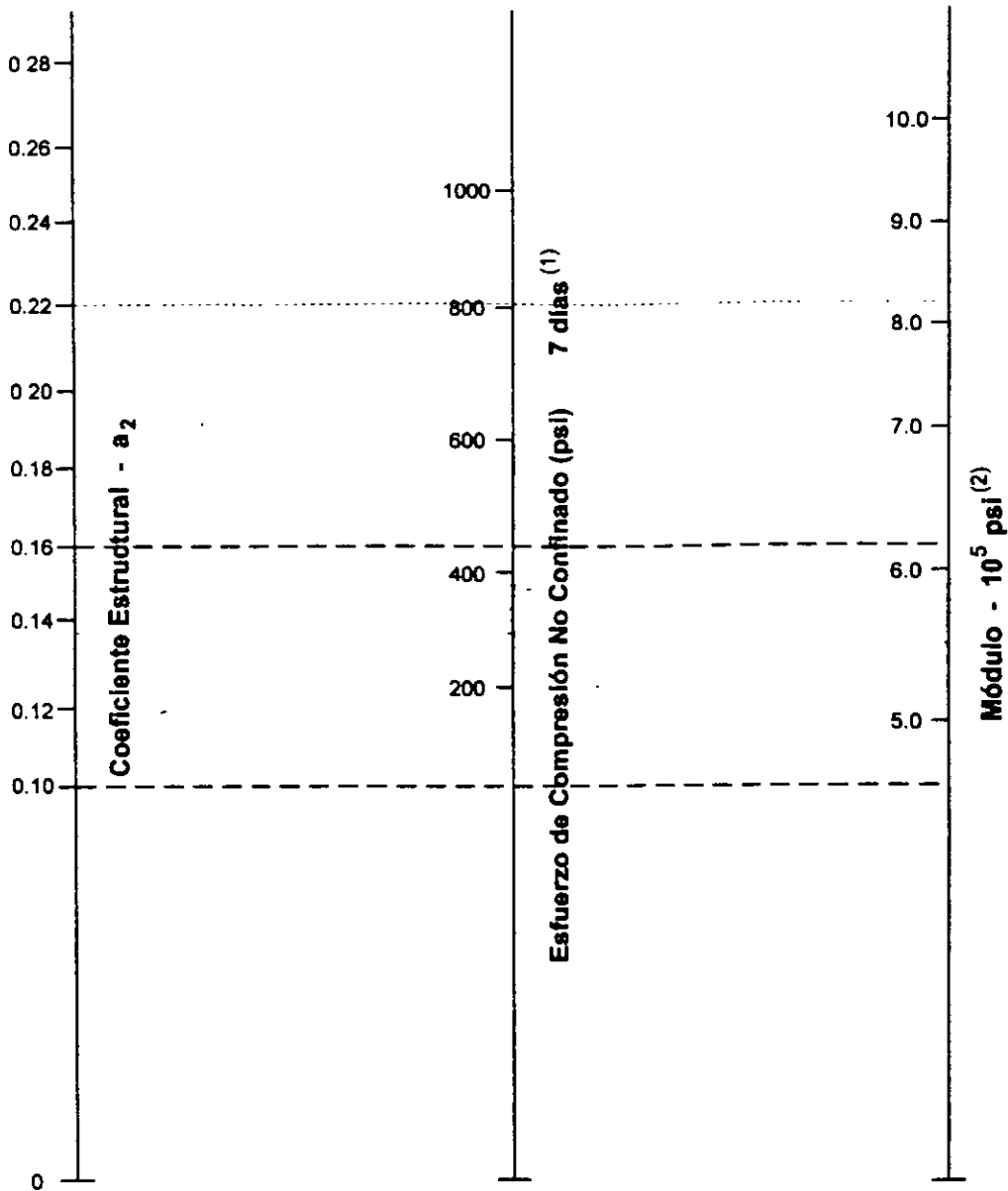
- (1) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Illinois.
- (2) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de California, Nuevo México y Wyoming.
- (3) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Texas.
- (4) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

Figura 4.4.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA "a₃", EN SUBBASES GRANULARES.



- (1) Escala derivada de correlaciones de Illinois.
- (2) Escala derivada de correlaciones obtenidas del Instituto del Asfalto, California, Nuevo México y Wyoming.
- (3) Escala derivada de correlaciones obtenidas de Texas.
- (4) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

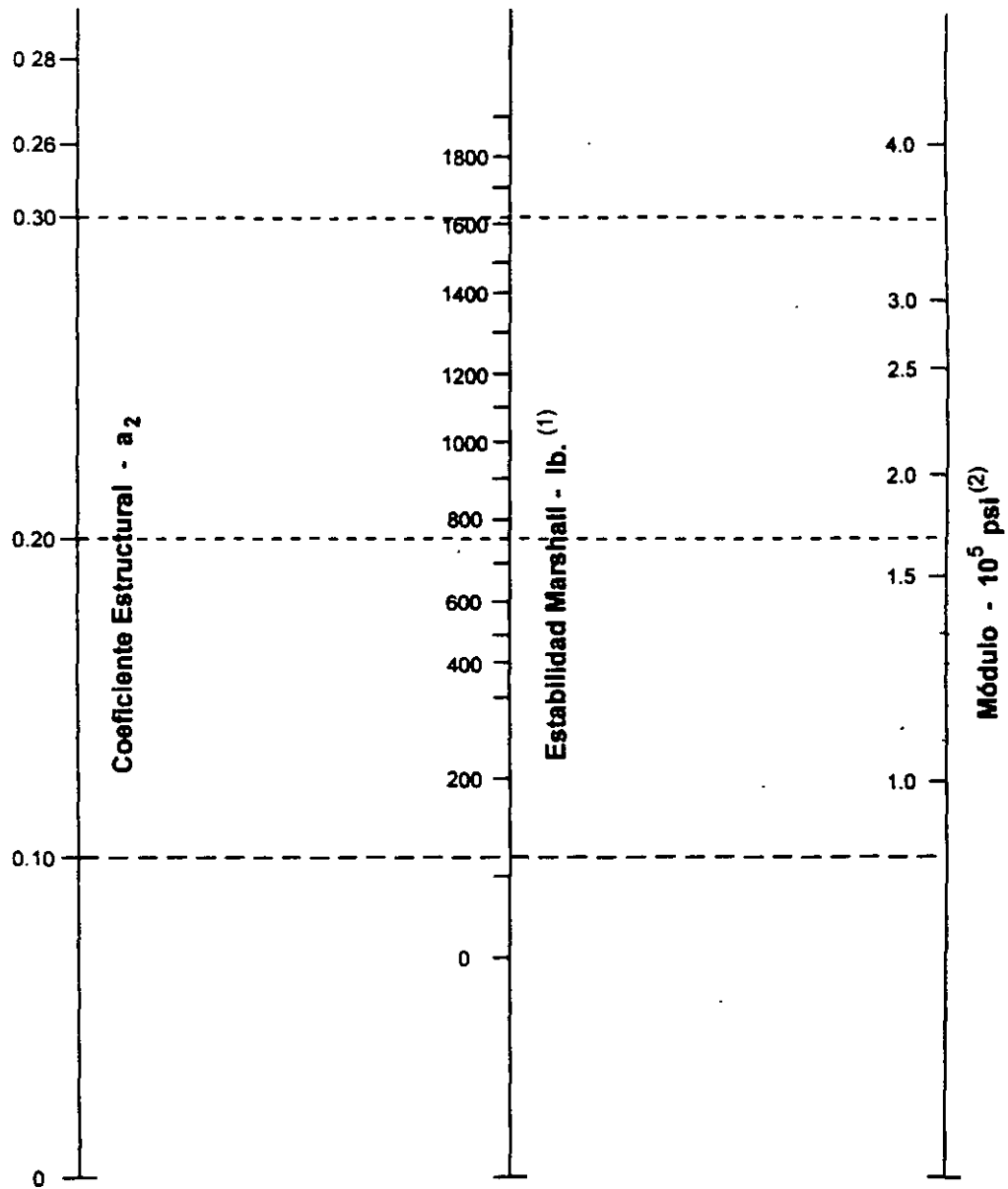
Figura 4.5.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA "a₂", EN BASES ESTABILIZADAS CON CEMENTO PORTLAND.



(1) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Illinois, Louisiana y Texas.

(2) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

Figura 4.6.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA "a₂", EN BASES ESTABILIZADAS CON ASFALTO.

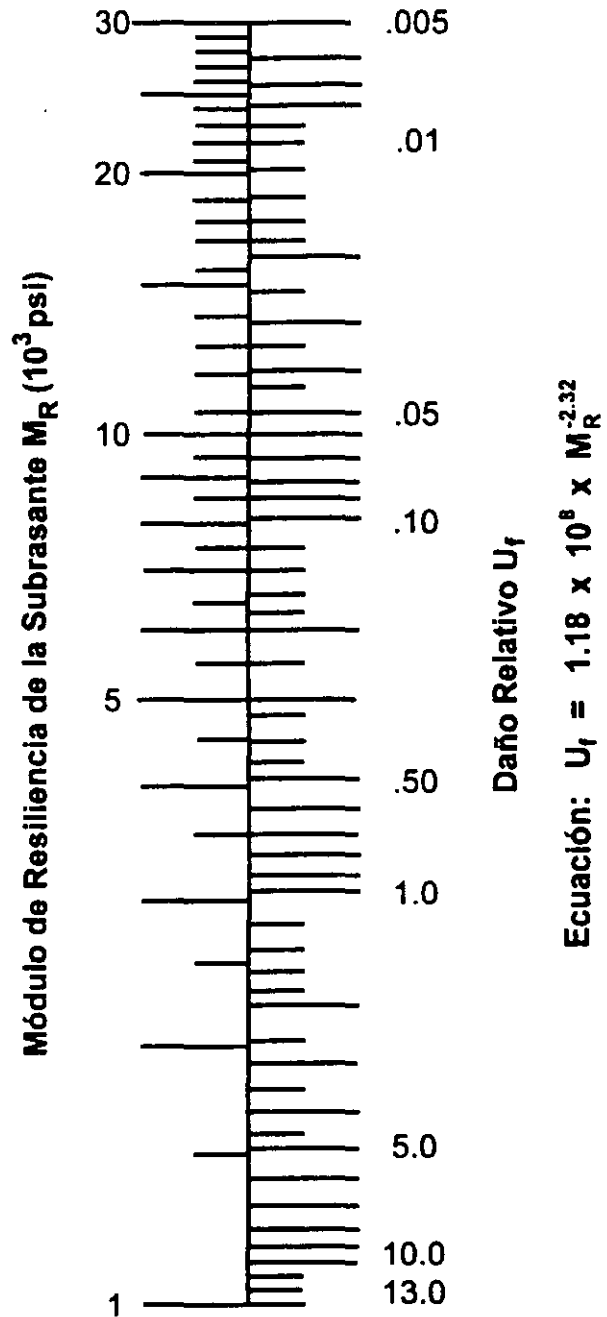


(1) Escala derivada por correlación obtenida de Illinois.

(2) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

Figura 4.7.- FORMATO PARA CALCULAR EL MÓDULO DE RESILIENCIA EFECTIVO DE LA SUBRASANTE EN PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Mes	Módulo de Resiliencia de la Subrasante M_R (psi)	Daño Relativo U_f
Ene.		
Feb.		
Mar.		
Abr.		
May.		
Jun.		
Jul.		
Ago.		
Sep.		
Oct.		
Nov.		
Dic.		
Sumatoria: $\Sigma U_f =$		





Diseño

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

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

a) 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 módulo de ruptura realizada en vigas de 6x6x30 pulgadas.

El módulo de ruptura puede encontrarse aplicando la carga en cantiliver, punto medio ó en 3 puntos. Una diferencia importante en estos métodos de prueba es que al aplicar la carga en 3 puntos se obtiene la mínima resistencia del tercio medio de la viga de prueba, mientras que los otros 2 métodos muestran la resistencia en un solo punto. El valor determinado por el método de aplicación de carga de 3 puntos (American Society for Testing and Materials, ASTM C78) es el empleado en este método de diseño.

La prueba del módulo de ruptura es comúnmente realizada a los 7, 14, 28 y 90 días. Los resultados a los 7 y 14 días son comparados contra especificaciones de control de calidad y para determinar cuándo puede ser abierto al tránsito un pavimento. Los resultados a los 28 días se han usado, generalmente, para el diseño de espesores de autopistas y calles, mientras que los resultados 90 días son usados para el diseño de aeropistas, esto es debido a que se presentan muy pocas repeticiones de esfuerzos durante los primeros 28 ó 90 días del pavimento, comparado contra los millones de repeticiones de esfuerzos que ocurrirán posteriormente.

Sabemos que el concreto continúa 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).

Para una viga estándar de 30", los valores de la prueba aplican a la carga en el punto central serán de aproximadamente 75 psi más altos, y si se aplica la carga en cantiliver los valores serán de aproximadamente 180 psi más altos que aplicando la carga en 3 puntos. No se recomienda usar estos valores altos para propósitos de diseño. Si se usan otros métodos de prueba se deberá hacer un ajuste de reducción estableciendo una correlación a los resultados de la prueba aplicando la carga en 3 puntos.

Anterior Siguiente



Índice

Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos



Diseño

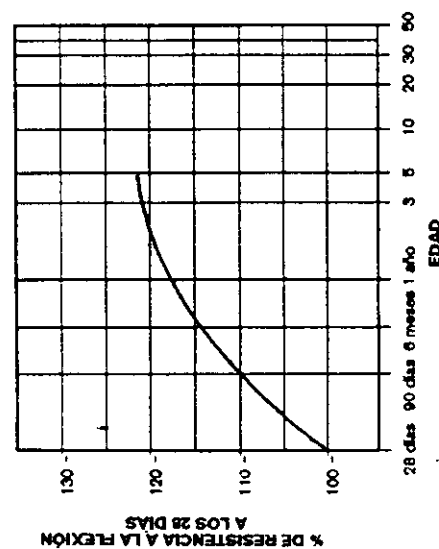


Figura 2.5-1 Curva de desarrollo de resistencia a la flexión a través del tiempo

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 está definido en términos del módulo de reacción de la subrasante de Westergaard (R). Es igual a la carga en fibras por pulgada cuadrada (un pieo de 30" de diámetro) dividido entre la deformación en pulgadas que provoca dicha carga. Los valores de R son expresados como fibras por pulgada cuadrada por pulgada (psi / in) ó más comúnmente, por fibras por pulgada cúbica (pci).

La figura 2.5.2 nos muestra una ilustración de la prueba de placa reguadas por la norma ASTM D1195 y D1196

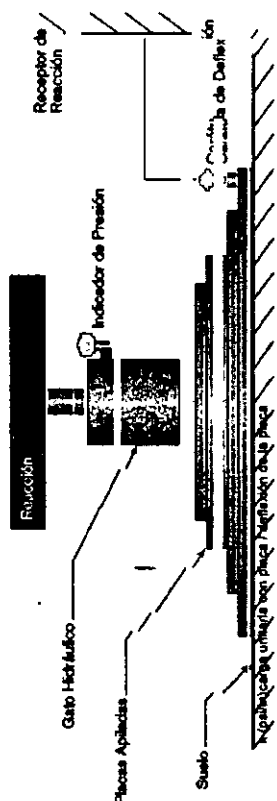


Figura 2.5.2 Prueba de Placa (ASTM D1195 y D1196)

Dado que la prueba de placa toma tiempo y dinero, los valores de k son usualmente estimados mediante una correlación de pruebas más simples como la del VRS (Valor Relativo de Soporte). El resultado es válido por que no se requiere una exacta determinación del valor k, ya que variaciones normales de este no afectan significativamente los requerimientos del espesor del pavimento. La relación mostrada en la figura 2.5-3 es correcta para estos propósitos.

La prueba de caminos AASHTO comprobó, convenientemente, que la reducción de período de terreno de soporte durante los períodos de descongelamiento no tienen efecto en el espesor requerido de los pavimentos de concreto. Esto es cierto por que los pocos períodos en que los valores k son bajos durante el descongelamiento de la primavera se compensan con los largos períodos en que se congelan y los valores de k son mucho mayores que los asumidos para el diseño. Para evitar métodos tediosos que requieren de diseño para las variaciones de k en las épocas del

Anterior



Indice

Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos

Diseño

año, lo valores recomendables, como valores promedio, son los de verano u otoño

El contar con una sub-base permite incrementar el valor k del suelo que deberá usarse en el diseño de espesor. Si la base es de material granular no tratada ó mejorada, el incremento puede no ser muy significativo, como se aprecia en los valores presentados en la tabla 2.5-1

Los valores mostrados en la tabla 2.5-1 están basados en el análisis de Burmister de un sistema de dos capas y cargado en pruebas de placa, hechas para determinar los valores k del conjunto suelo - subbase, en los de prueba completas

Las bases mejoradas ó tratadas con cemento aportan mayor capacidad de carga y su comportamiento a largo plazo es mucho mejor y son muy empleadas para pavimentos de concreto con tráfico pesado. Se construyen con materiales granulares como los tipos de suelos AASHTO A-1, A-2-4, A-2-5 y A-3, el contenido de cemento es determinado mediante las pruebas de Congelación-Descongelación y Mojado-Secado y el criterio de pérdidas admisibles de la PCA

Los valores de diseño de módulo de sub-reacción (k) para bases cementadas que cumplen con éste criterio se muestran en la tabla 2.5-2

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 probablemente no puede ser supuesto con precisión por un período muy largo, el período de diseño de 20 años es el comúnmente empleado en el procedimiento de diseño de pavimentos

El período de diseño seleccionado afecta el espesor de diseño ya que determina por cuántos años y por ende para cuántos camiones deberá servir el pavimento

CBR (%)

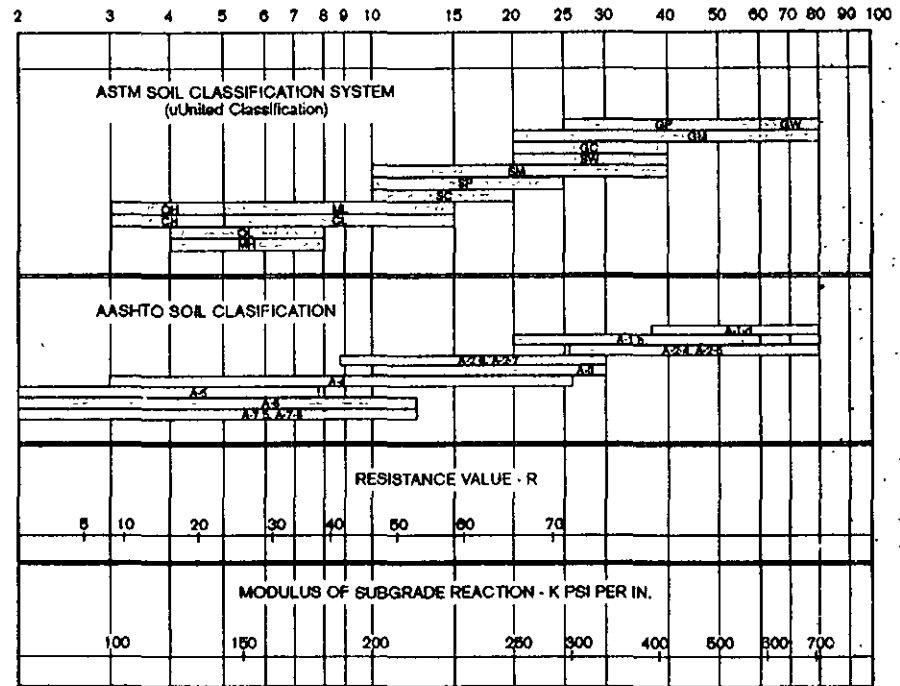
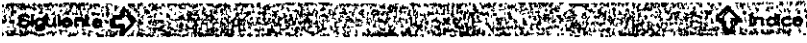


Figura 2.5-3 Relación aproximada entre las clasificaciones del suelo y sus valores de resistencia.



Diseño

Tabla 2.5-1 Incremento en el valor de k del suelo, según el espesor de una base granular

k del Suelo (pci)	Espesor de la sub-base			
	4"	6"	8"	12"
50	85	75	85	110
100	130	140	150	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 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

$$R_e = TPDA \times \%T_e \times FS \times FC \times Pd \times FCA \times 365$$

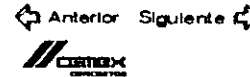
Donde:

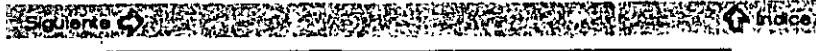
- TPDA = Tránsito Promedio Diario Anual
- % T_e = % del TPDA para cada tipo de eje
- FS = Factor de Sentido
- FC = Factor de Carril
- Pd = Período de Diseño
- FCA = Factor de Crecimiento Anual
- 365 = Días de un Año

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 al 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





Diseño

Factor de Crecimiento Anual (FCA)

Para conocer el factor de crecimiento anual se requiere únicamente el período de diseño, en años, y la tasa de crecimiento anual, con estos datos podemos calcularlo de manera rápida con la ayuda de la tabla 2.5-3 que presenta relaciones entre tasas de crecimiento anual y factores de crecimiento anual para períodos de diseño de 20 y 40 años.

Si se desea obtener el factor de crecimiento anual del tráfico (FCA) de manera más exacta, se puede obtener a partir de la siguiente fórmula:

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

Donde:

- FC = Factor de Crecimiento Anual
- n = Vida Útil en Años
- g = Tasa de Crecimiento Anual

Tabla 2.5-3 Factores de Crecimiento Anual, según la tasa de crecimiento anual.

TASAS DE CRECIMIENTO ANUAL DE TRÁFICO Y SUS CORRESPONDIENTES FACTORES DE CRECIMIENTO		
TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRÁFICO, %	FACTOR DE CRECIMIENTO ANUAL PARA 20 AÑOS	FACTOR DE CRECIMIENTO ANUAL PARA 40 AÑOS
1.0	1.1	1.2
1.5	1.2	1.3
2.0	1.2	1.5
2.5	1.3	1.6
3.0	1.3	1.8
3.5	1.4	2.0
4.0	1.5	2.2
4.5	1.6	2.4
5.0	1.6	2.7
5.5	1.7	2.9
6.0	1.8	3.2

En un problema de diseño, el factor de proyección se multiplica por el TPDA presente, para obtener el TPDA de diseño, representando el valor promedio para el período.

Los siguientes factores influyen en las tasas de crecimiento anual y proyecciones de tráfico:

1. El tráfico atraído o desviado: El incremento del tráfico existente debido a la

- rehabilitación de algún camino.
- 2. Crecimiento normal de tráfico: El crecimiento normal provocado por el incremento del número de vehículos.
- 3. Tráfico generado: El incremento provocado por los vehículos que no circularían por la vía si la nueva facilidad no se hubiese construido.
- 4. Tráfico por desarrollo: El incremento provocado por cambios en el uso del suelo, debido a la construcción de la nueva vía.



Los efectos combinados provocan tasas de crecimiento anual de 2 al 6%. Estas tasas corresponden, como se muestra en la tabla 2.5.3, a factores de crecimiento del tráfico de 1.2 a 1.8%, diseñando a 20 años.

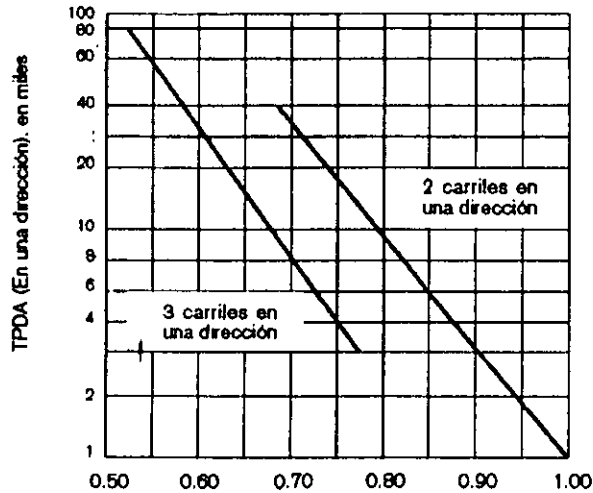
Factor de Sentido

El factor de sentido se emplea para diferenciar las vialidades de un sentido de las de doble sentido, de manera que para vialidades en doble sentido se utiliza un factor de 0.5 y para vialidades en un solo sentido un factor de 1.0

En el caso de vialidades de doble sentido generalmente se asume que el tránsito (en sus diferentes tipos y pesos) viaja en igual cantidad para cada dirección (FS=0.5). Sin embargo esto puede no aplicarse en algunos casos especiales en que muchos de los camiones viajan cargados en una dirección y regresan vacíos si éste es el caso, se deberá hacer el ajuste apropiado y tomar en cuenta el sentido con mayor tráfico.

Factor de Carril

Después de ser afectado el tráfico por el factor de sentido, también debemos de analizar el número de carriles por sentido mediante el factor de carril. Este factor da el porcentaje de vehículos que circulan por el carril de la derecha, que es el de más tráfico. Para esto, la PCA recomienda emplear la figura 2.5.4, en donde este factor depende del número de carriles por sentido ó dirección del tráfico y del tránsito promedio diario anual en un solo sentido.



Factor de Carril

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 seguridad 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



Diseño

- 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

- 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

b) Procedimiento de Diseño.

El método descrito en esta sección es empleado una vez que ya tenemos los datos del tráfico esperado, como el tránsito diario promedio anual y la composición vehicular del tráfico. Con esta información obtenemos el número de repeticiones esperadas para cada tipo de eje durante el período de diseño.

En la figura 2 5-5 se presenta un formato empleado para resolver el diseño de pavimentos; el cual requiere de conocer algunos factores de diseño:

- Tipo de junta y acotamiento
- Resistencia a la flexión del concreto (MR) a 28 días
- El valor del módulo de reacción K del terreno de apoyo
- Factor de seguridad de la carga (LSF)
- Número de repeticiones esperadas durante el período de diseño para cada tipo y peso de eje

El Método Considera Dos Criterios de Diseño

- Fatiga
- Erosión

El Análisis por fatiga (para controlar el agrietamiento), influye principalmente en el diseño de pavimentos de tráfico ligero (calles residenciales y caminos secundarios independientemente de si las juntas tienen ó no pasajuntas) y pavimentos con tráfico mediano con pasajuntas.

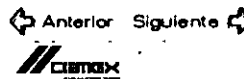
El análisis por erosión (para controlar la erosión del terreno de soporte, bombeo y diferencia de elevación de las juntas), influye principalmente en el diseño de pavimentos con tráfico de mediano a pesado, con transferencia de carga por trabazón de agregados (sin pasajuntas) y pavimentos de tráfico pesado con pasajuntas.

Para pavimentos que tienen una mezcla normal de pesos de ejes, las cargas en los ejes sencillos son usualmente más severas en el análisis por fatiga y las cargas en ejes tandem son más severas en el análisis por erosión.

El diseño del espesor se calcula por tanteos con ayuda del formato de diseño de espesores por el método de la PCA, que se presenta en la tabla 2 5 4. Los pasos en el procedimiento de diseño son primero cargamos los datos de entrada que se presentan en la tabla 2 5 4 (columna 1 a la 3), los datos de la columna 2 son las cargas por eje multiplicadas por el factor de seguridad de carga.

Análisis por Fatiga

Se empleen las mismas tablas y figuras para pavimentos con ó sin pasajuntas, mientras que la única variable es si se cuenta ó no con apoyo lateral, de manera que





Diseño

Procedimiento

- 1 Introducir como datos los valores de esfuerzo equivalente en las celdas 8, 11, 14 del formato de diseño de espesores. Estos valores se obtienen de las tablas apropiadas de factores de esfuerzos equivalentes (tablas 2 5 5 y 2 5 6), dependiendo del espesor inicial y el valor de k.
- 2 Dividir los valores de esfuerzo equivalente entre el módulo de ruptura del concreto, el resultado le llamamos relación de esfuerzos y vamos a obtener una para cada tipo de eje (vencillo, tandem y tridem). Estos valores los anotamos en el formato de diseño de espesores (tabla 2 5 4) en las celdas 9, 12 y 15.
- 3 Llenar la columna 4 de "repeticiones permisibles" obtenidas en la figura 2 5 5.
- 4 Obtener el % de fatiga de cada eje. El % de fatiga se anota en la columna 5 y se obtiene dividiendo las repeticiones esperadas, (columna 3), entre las repeticiones permisibles (columna 4), por 100. Esto se hace para cada eje y posteriormente se suman todos los porcentajes de daño por fatiga para obtener el porcentaje total.

Análisis por Erosión

Sin Apoyo Lateral

- Para pavimentos con pasajuntas, emplear la tabla 2 5 7 y la figura 2 5 8.
- En los pavimentos en que la transferencia de carga se realiza exclusivamente mediante la trabazón de los agregados, use la tabla 2 5 8 y la figura 2 5 8.

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 celdas 10, 13 y 16, del formato de diseño de espesores, los correspondientes factores de erosión obtenidos de las tablas adecuadas (tablas 2 5 7 a 2 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 la parte superior de la gráfica, se considere que las repeticiones de carga permisibles son ilimitadas.

Anterior
 Siguiente



Índice

Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos



Diseño

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 Caminos
 ESPESOR INICIAL
 MÓDULO DE REACCIÓN K, DE LA SUBRASANTE:
 MÓDULO DE RUPTURA, MR:
 FACTOR DE SEGURIDAD DE CARGA, LSF:

9.5 in
130 pci
250 psi
1.2

PASAJUNTAS SI NO
 APOYO LATERAL: SI NO
 PERÍODO DE DISEÑO (AÑOS):
 COMENTARIOS: 4" de base cementada

Carga del eje, en lops	Multiplicada por LSF	Repeticiones Esperadas	Análisis de Fatiga		Análisis de Erosión	
			Repeticiones Permisibles (FIG. 2.5.6)	% de Fatiga	Repeticiones Permisibles (FIG. 2.5.6 o 2.5.7)	% de Daño
1	2	3	4	5	6	7

8. Esfuerzo equivalente 206 10. Factor de Erosión 2.52
 9. Factor de relación de esfuerzo 0.317

Ejes Sencillos

30	36.0	6,310	27,000	23.4	1,500,000	0.4
28	33.6	14,060	77,000	19.1	2,200,000	0.7
26	31.2	30,140	230,000	13.1	3,500,000	0.9
24	28.8	64,410	1,200,000	5.4	5,900,000	1.1
22	26.4	106,900	ilimitado	0	11,000,000	1.0
20	24.0	235,800	ilimitado	0	23,000,000	1.0
18	21.6	301,200	ilimitado	0	64,000,000	0.5
16	19.2	422,500	ilimitado	0	ilimitado	0
14	16.8	586,900	ilimitado	0	ilimitado	0
12	14.4	1,837,000	ilimitado	0	ilimitado	0

11. Esfuerzo equivalente 192 13. Factor de Erosión 2.78
 12. Factor de relación de esfuerzo 0.295

Ejes Tandem

52	62.4	91,320	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	4,000,000	1.1

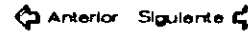
36	43.2	886,800	ilimitado	0	9,500,000	1.0
32	38.4	930,100	ilimitado	0	24,000,000	1.0
28	33.6	1,656,000	ilimitado	0	92,000,000	0.5
24	28.8	984,900	ilimitado	0	ilimitado	0
20	24.0	1,227,000	ilimitado	0	ilimitado	0
16	19.2	1,356,000	ilimitado	0	ilimitado	0

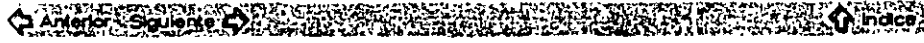
14. Esfuerzo equivalente 147 16. Factor de Erosión 2.95
 15. Factor de relación de esfuerzo 0.223

Ejes Tridem

54/3=18	21.6	250,000	ilimitado	0	2,600,000	9.6
---------	------	---------	-----------	---	-----------	-----

TOTAL	62.9				TOTAL	48.3
-------	------	--	--	--	-------	------





Diseño

Tabla 2.5.5 Esfuerzo Equivalente para Pavimentos Sin Apoyo Lateral.

Esfuerzo Equivalente - Sin Apoyo Lateral.
Eje Simple / Eje Tandem / Eje Tridem.

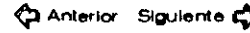
Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																							
	50			100			150			200			300			500			700					
	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr			
4.0	825	879	510	728	585	456	871	542	437	634	518	428	584	486	419	623	457	414	484	443	412			
4.5	609	586	439	618	500	380	571	460	359	540	435	349	498	408	330	488	378	331	417	363	328			
5.0	602	518	387	531	436	328	493	399	305	457	378	293	432	349	282	390	321	272	363	307	269			
5.5	526	481	347	464	367	290	431	353	268	406	331	253	379	305	240	343	278	230	370	284	226			
6.0	485	416	315	411	348	261	382	318	237	362	298	223	336	271	209	304	248	198	285	232	193			
6.5	417	380	289	367	317	238	341	286	214	314	267	201	300	244	188	273	220	173	256	207	168			
7.0	375	349	287	331	290	219	307	262	198	292	244	183	272	222	167	248	199	154	231	186	148			
7.5	340	323	247	300	266	203	270	241	181	265	224	168	248	203	153	224	181	139	210	169	132			
8.0	311	300	230	274	249	189	255	223	168	242	208	158	226	188	141	205	167	126	192	155	120			
8.5	285	281	215	262	232	177	234	208	158	222	183	145	208	174	131	188	154	118	177	143	109			
9.0	264	264	200	232	218	166	218	195	148	206	181	138	190	163	122	174	144	108	163	133	101			
9.5	245	248	187	215	206	157	200	183	140	190	170	129	178	153	115	161	134	101	151	124	93			
10.0	228	236	174	200	193	148	188	173	132	177	160	122	184	144	108	150	128	96	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	118	98	74			
12.0	177	192	133	156	158	119	144	141	108	137	130	100	127	118	89	116	102	77	109	93	70			
12.5	168	183	123	147	151	113	138	135	103	129	124	96	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	166	106	132	138	101	122	123	95	116	114	87	107	102	76	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 2.5.6 Esfuerzo Equivalente para Pavimentos Con Apoyo Lateral.

Esfuerzo Equivalente - Con Apoyo Lateral.
Eje Simple / Eje Tandem / Eje Tridem.

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																							
	50			100			150			200			300			500			700					
	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr			
4.0	640	534	431	559	468	392	517	459	377	480	422	369	452	403	362	409	368	360	383	384	359			
4.5	547	481	385	479	400	328	444	371	313	421	358	305	390	338	297	355	322	292	333	318	291			
5.0	475	404	317	417	349	281	387	323	266	367	308	266	341	280	250	311	274	244	264	267	242			
5.5	418	360	279	368	309	248	342	285	231	324	271	223	302	264	214	276	238	208	261	231	206			
6.0	372	325	249	327	277	218	304	265	204	289	241	196	270	225	187	247	210	180	234	203	178			
6.5	334	295	225	294	251	198	274	230	183	260	218	176	243	203	168	223	188	159	212	180	158			

ES	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340	350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500
7.5	275	250	187	243	211	162	228	193	151	215	182	149	201	168	135	185	155	127	178	148	124										
8.0	252	232	172	222	198	149	207	179	139	197	168	131	185	155	123	170	142	118	162	135	112										
8.5	232	216	159	205	182	138	191	168	128	182	158	121	170	144	113	157	131	108	150	125	102										
9.0	216	202	147	190	171	128	177	155	119	169	148	112	158	134	105	148	122	98	139	116	94										
9.5	200	190	134	178	160	120	164	148	111	167	137	105	147	126	98	138	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	103	85	71										
11.5	154	153	104	138	128	93	127	117	88	121	109	82	113	100	78	105	90	70	100	85	67										
12.0	145	146	97	128	122	89	120	111	82	114	104	78	107	95	72	99	86	66	96	81	63										
12.5	137	139	91	121	117	83	113	108	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										





Diseño

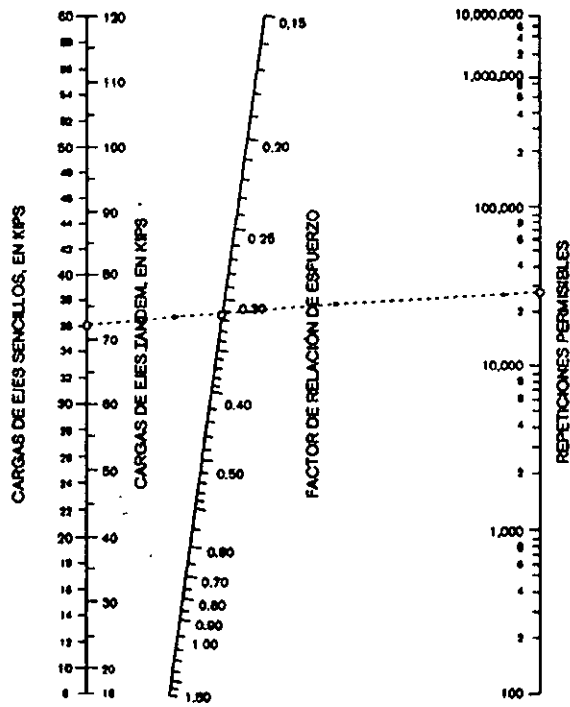


Figura 2.5.5. Análisis de fatiga (Repeticiones permisibles basadas en el factor de relación de esfuerzo, con o sin apoyo lateral).





Diseño

Tabla No. 2.5.7 - Factores de Erosión, para Pavimentos Con Pasajuntas y Sin Apoyo Lateral.

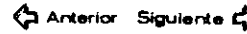
Factores de Erosión - Con Pasajuntas - Sin Apoyo Lateral.
Eje Sencillo / Eje Tandem / Eje Tridem.

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	3.45	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	3.38	3.40	3.28	3.33	3.36	3.27	3.30	3.30	3.28	3.28	3.25
6.0	3.22	3.38	3.51	3.19	3.31	3.40	3.18	3.28	3.31	3.17	3.23	3.26	3.15	3.20	3.21	3.14	3.17	3.18
6.5	3.11	3.29	3.44	3.09	3.22	3.33	3.07	3.16	3.23	3.06	3.13	3.18	3.05	3.10	3.12	3.03	3.07	3.08
7.0	3.02	3.21	3.37	2.99	3.14	3.26	2.97	3.08	3.16	2.96	3.05	3.10	2.95	3.01	3.04	2.94	2.98	3.00
7.5	2.93	3.14	3.31	2.91	3.06	3.20	2.88	3.00	3.09	2.87	2.97	3.03	2.86	2.93	2.97	2.84	2.90	2.93
8.0	2.85	3.07	3.26	2.82	2.99	3.14	2.80	2.93	3.03	2.79	2.89	2.97	2.77	2.85	2.90	2.76	2.82	2.86
8.5	2.77	3.01	3.20	2.74	2.93	3.09	2.72	2.88	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	2.58	2.70	2.81	2.55	2.66	2.73	2.54	2.62	2.68
10.0	2.56	2.85	3.08	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	2.88	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	2.38	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	2.28	2.44	2.60	2.25	2.39	2.51	2.23	2.36	2.46
12.5	2.28	2.64	2.87	2.25	2.54	2.75	2.23	2.45	2.63	2.21	2.40	2.58	2.19	2.35	2.48	2.18	2.31	2.42
13.0	2.23	2.61	2.84	2.20	2.50	2.72	2.18	2.41	2.60	2.18	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	2.58	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	4.08	3.91	3.95	3.97	3.88	3.89	3.88	3.88	3.88	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	3.78	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	3.78	3.51	3.62	3.66	3.48	3.53	3.56	3.48	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	3.58	3.61	3.30	3.46	3.50	3.28	3.36	3.40	3.25	3.31	3.34	3.22	3.25	3.27	3.20	3.21	3.21
7.0	3.28	3.49	3.54	3.21	3.39	3.43	3.17	3.29	3.33	3.15	3.24	3.27	3.19	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	2.98	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	2.95
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	2.88	2.90	2.73	2.81	2.85
10.0	2.86	3.18	3.22	2.79	3.08	3.11	2.74	2.95	3.00	2.71	2.89	2.93	2.68	2.81	2.85	2.68	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	2.78	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	2.48	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	2.38	2.58	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	2.38	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



Diseño

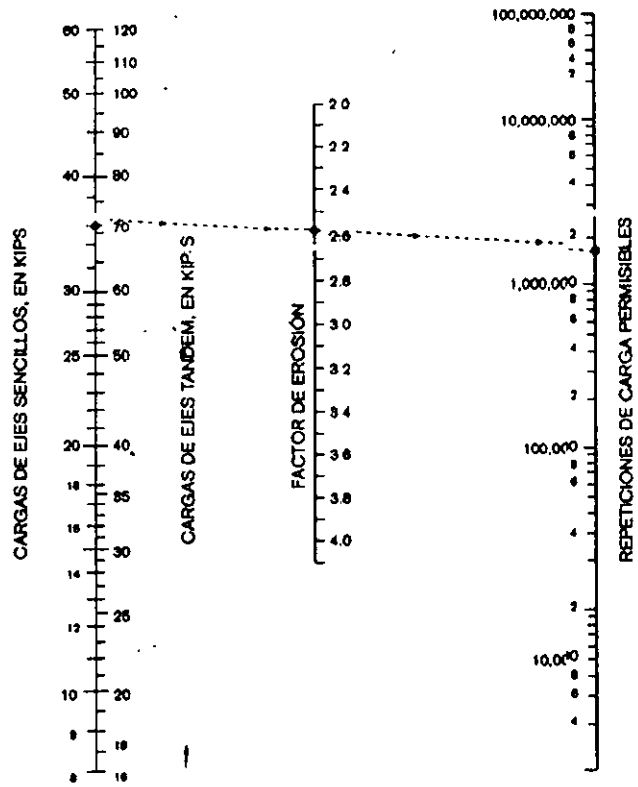


Figura 2.3.6 Análisis de Erosión. (Repeticiones permisibles basadas en el factor de erosión, sin apoyo lateral).

Diseño

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	In	Sen	Tán	In	Sen	Tán	In	Sen	Tán	In	Sen	Tán	In	Sen	Tán	In
4.0	3.28	3.30	3.33	3.24	3.20	3.20	3.21	3.13	3.13	3.10	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	3.08	3.00	2.99	3.04	2.96	2.96	3.01	2.93	2.91	2.98	2.91	2.87
5.0	3.01	3.09	3.18	2.97	2.98	3.01	2.93	2.89	2.99	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	2.86	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	2.68	2.66	2.58	2.58	2.62	2.54	2.54
6.5	2.70	2.86	2.97	2.66	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	2.66	2.76	2.52	2.56	2.61	2.49	2.50	2.53	2.48	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	2.38	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	2.36	2.22	2.24	2.27	2.20	2.18	2.20
9.0	2.32	2.57	2.75	2.27	2.48	2.59	2.22	2.34	2.43	2.19	2.27	2.34	2.18	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	2.06	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	2.18	2.38	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	1.78	1.95	2.08	1.72	1.86	1.96	1.70	1.80	1.88
13.5	1.88	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	1.78	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	In	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	In	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	In
4.0	3.48	3.49	3.50	3.42	3.39	3.38	3.38	3.32	3.30	3.38	3.29	3.25	3.32	3.28	3.21	3.28	3.24	3.15
4.5	3.32	3.39	3.40	3.28	3.28	3.28	3.24	3.19	3.18	3.22	3.18	3.13	3.19	3.12	3.08	3.15	3.09	3.04
5.0	3.20	3.30	3.32	3.18	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	3.28	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	2.88	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	2.88	2.86	2.81	2.79	2.83	2.77	2.74
6.5	2.91	3.08	3.14	2.88	2.96	2.99	2.81	2.85	2.86	2.79	2.79	2.79	2.78	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	2.60
7.5	2.78	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	2.38	2.38	2.38
9.5	2.51	2.79	2.91	2.44	2.65	2.73	2.38	2.53	2.58	2.38	2.46	2.49	2.33	2.38	2.40	2.30	2.33	2.34
10.0	2.46	2.75	2.88	2.39	2.61	2.70	2.33	2.49	2.54	2.30	2.51	2.46	2.27	2.34	2.36	2.24	2.28	2.29
10.5	2.41	2.72	2.85	2.33	2.58	2.67	2.27	2.45	2.51	2.24	2.38	2.42	2.21	2.30	2.32	2.19	2.24	2.28
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	2.28	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	2.18
12.5	2.24	2.59	2.76	2.15	2.45	2.57	2.09	2.31	2.40	2.06	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



lateral).

Diseño

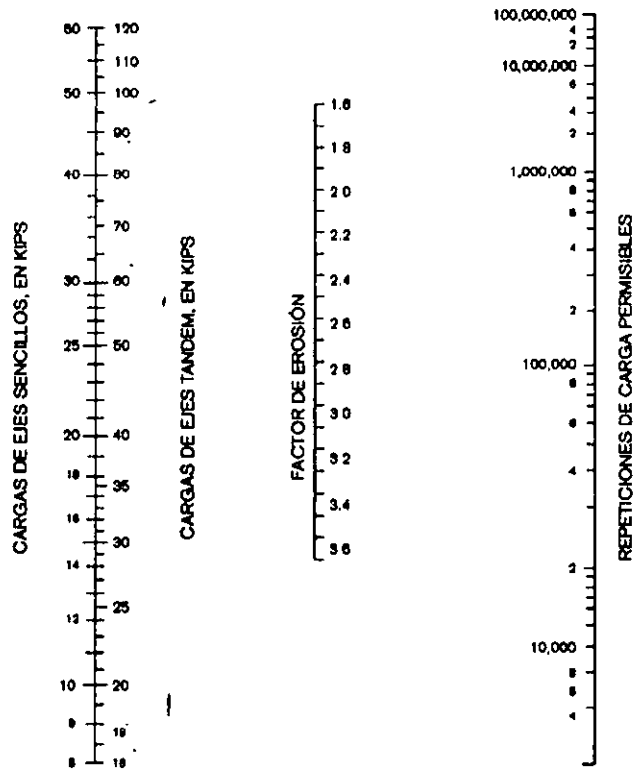
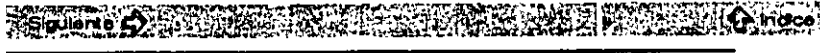


Figure 2.5.7 Análisis de Erosión. (Repeticiones permisibles basadas en el factor de erosión, con apoyo



Diseño

Factor de Carril

En los datos generales del proyecto se menciona que la vialidad cuenta con 2 carriles por sentido, así que para determinar el factor de carril a emplear se utilizará la figura 2.5-4, entrando con el TPDA de 2,267 vehículos (incluyendo los ligeros), hasta encontrar la línea de 2 carriles en una dirección, de manera que obtenemos un 94% de vehículos circulando por el carril de la derecha un factor de carril de 0.94

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

Periodo de diseño 20 años
 Tasa de crecimiento anual del tráfico 3.0 %

Se realizó un atoro durante varios días y además se promedió con el tráfico, ya conocido, de otras vialidades en condiciones muy similares resultando un tránsito promedio diario anual (TPDA) de 2,267 vehículos en una sola dirección, con la siguiente composición

Tabla 2.5 11 Tránsito promedio diario anual y su composición para el ejemplo de diseño PCA.

TIPO DE VEHICULO	TOTAL DIARIOS	% DEL TPDA	CARGADOS	VACIOS
A2	1,315	58.0%	100%	0%
A'2	493	19.1%	100%	0%
B2	168	7.4%	60%	40%
B4	62	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 A2, sin embargo para efectos de este ejemplo si los vamos a considerar en el diseño, aún sabiendo que su impacto es mínimo. Por lo que el ADTT equivale al tránsito promedio diario anual (TPDA) dado

Factor de Sentido

Dado que los datos del atoro son en un solo sentido, entonces el factor de sentido a emplear será de 1.00

Anterior Sigüente



Índice

Diseño

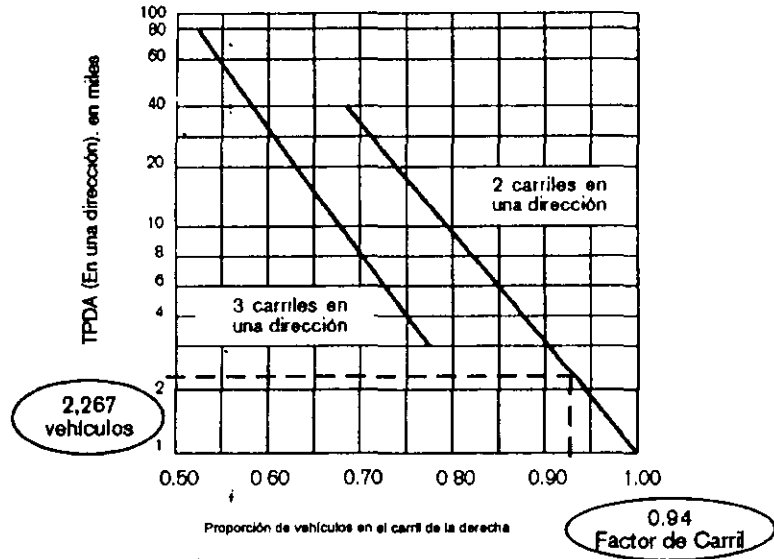


Figura 2.5.8 Cálculo del factor de carril para el ejemplo de diseño PCA.

Factor de Crecimiento Anual

Para el cálculo del factor del crecimiento anual se emplean los datos de periodo de diseño igual a 20 años y la tasa de crecimiento anual de 3%, resultando un factor de crecimiento anual de 1.3435

$$FCA = \frac{(1 + 0.03)^{20} - 1}{(0.03)(20)} = 1.3435$$

Repeticiones Esperadas para cada Tipo de Eje

Ya que conocemos los tipos de vehículos y la cantidad de ellos (repeticiones esperadas) que van a circular sobre el pavimento, a continuación se separa la repetición para cada tipo de eje, esto es, para cada peso de eje (recordar que tenemos unos cargados y otros vacíos) y para cada tipo, ejes sencillos, tandem o tridem

Para efectos del ejemplo únicamente analizaremos un tipo de eje y presentaremos más adelante los resultados de todos los tipos de ejes

El eje sencillo de 6.6 kips únicamente interviene en el conjunto de ejes traseros del camión de 2 ejes (C2), cuando éste circula vacío, por lo que las repeticiones esperadas de este tipo de eje serán

En el Primer Año

$$Rep. Esperadas = (Rep. Diarias del eje) \times (\% Cargado \& Vacío) \times (Factor de Sentido) \times (Factor de Carril) \times (365)$$

$$Rep. Esperadas = 202 \times 0.40 \times 1.0 \times 0.94 \times 365$$

$$Rep. Esperadas = 27,722.48$$

En toda la Vida Útil

$$Rep. Esperadas = (Rep. 1er año) \times (Periodo de diseño) \times (Factor de Crecimiento Anual)$$

$$Rep. Esperadas = 27,722.48 \times 20 \times 1.3435$$

$$Rep. Esperadas = 744,903$$



Diseño

De igual manera, como se calcularon las repeticiones permisibles para el eje sencillo de 6.6 kips, se deberán analizar todos los tipos de ejes derivados de la composición vehicular del tránsito promedio diario anual. Los resultados de las repeticiones esperadas para todos los tipos de ejes que intervienen en nuestro proyecto se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 2.5.11 Repeticiones esperadas para cada tipo de eje en el ejemplo de diseño PCA

TIPO DE EJE	PESO EN KIPS	REPETICIONES AL AÑO	REPETICIONES EN LA VIDA ÚTIL
Sencillo	2.20	902,353	24,246,563
Sencillo	3.74	148,582	3,991,917
Sencillo	6.60	27,723	744,903
Sencillo	7.70	51,300	1,378,450
Sencillo	8.36	148,582	3,991,917
Sencillo	8.80	13,244	355,671
Sencillo	12.10	98,075	2,561,871
Sencillo	15.40	23,056	619,623
Sencillo	22.00	76,950	2,087,675
Tándem	7.04	288	7,739
Tándem	7.28	288	7,739
Tándem	7.70	288	7,739
Tándem	8.80	17,553	471,658
Tándem	9.80	3,378	90,714
Tándem	11.00	7,184	192,499
Tándem	15.40	10,748	288,748
Tándem	17.60	7,184	192,499
Tándem	30.80	10,748	288,748
Tándem	39.60	32,601	878,419
Tándem	*11.00	1,400	37,619
Tándem	*49.60	2,100	56,428

* El peso por eje, de los ejes tridem, se deberá dividir entre tres para poder emplear la escala de los ejes sencillos en los nomogramas de repeticiones permisibles, tanto de fatiga como de erosión (figuras 2.5.5, 2.5.6 y 2.5.7)

Cálculo del Módulo de Sub-Reacción (k) de Diseño

El valor de $k = 100 \text{ pci}$ es del terreno natural y como tenemos una base granular de 20 cms, la k se modifica, resultando la k del conjunto suelo - subbase con un valor de 153.33 pci (=150 pci para simplificar el ejemplo), de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 2.5.12 Cálculo de la k de conjunto suelo-subbase para el ejemplo de diseño PCA.

k del Suelo (pci)	k Suelo - Sub-base (pci)			
	Espesor de la sub-base			
	4"	6"	8"	12"
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430





Diseño

Esfuerzo Equivalente

Con los datos de un espesor inicial de 8.5" y una k de diseño de 150 pci, entramos a la siguiente tabla para encontrar los esfuerzos equivalentes para los ejes sencillo, tandem 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 Tandem / Eje Tridem.

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																				
	80			100			150			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn
4.0	825	870	510	726	565	458	871	542	437	634	516	428	584	486	419	523	457	414	484	443	412
4.5	690	686	439	618	500	380	671	480	359	540	435	349	498	406	339	488	378	331	417	383	328
5.0	602	516	367	531	436	325	493	399	305	457	378	293	432	349	282	390	321	272	383	307	269
5.5	526	461	347	464	387	290	431	359	266	400	331	253	379	305	240	343	278	230	320	264	226
6.0	465	418	315	411	348	268	382	318	237	360	298	223	336	271	209	304	248	198	288	232	193
6.5	417	380	286	387	317	238	341	288	214	314	267	201	300	244	186	273	220	173	256	207	168
7.0	375	349	267	331	290	215	307	262	196	292	244	183	272	222	167	248	199	154	231	186	148
7.5	340	323	247	300	268	200	270	241	181	266	224	168	248	203	153	224	181	139	210	169	132
8.0	311	300	230	274	249	185	253	228	168	242	208	158	225	188	141	205	167	126	192	156	120
8.5	285	281	215	252	232	171	234	208	158	222	193	145	208	174	131	188	154	118	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	206	167	200	183	140	190	170	129	178	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	166	151	115	153	136	103	140	116	86	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	186	201	142	165	165	126	153	148	113	145	136	104	136	122	93	123	107	80	116	98	74
12.0	177	192	133	156	156	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	138	103	129	124	95	120	111	85	109	97	73	103	89	67
13.0	159	178	114	139	144	107	129	129	98	122	119	91	113	106	81	103	93	70	97	85	64
13.5	152	168	106	132	138	101	122	123	93	116	114	87	107	102	78	98	89	67	92	81	64
14.0	144	162	97	125	133	98	116	118	89	110	109	83	102	98	75	93	85	65	88	78	59

Relación de Esfuerzos

La relación de esfuerzos se calcula dividiendo el esfuerzo equivalente entre el módulo de ruptura, por lo que la relación de esfuerzos para los ejes sencillos será de 0.36, para los ejes tandem de 0.32 y finalmente para los ejes tridem de 0.24

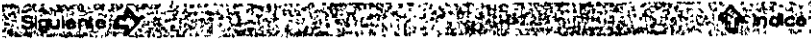
Análisis de Fatiga

Para calcular las repeticiones permisibles para cada tipo de eje, por el análisis por fatiga, se emplea un nomograma, el peso y tipo de eje, así como su relación de esfuerzos

En el caso del eje sencillo de 22 kips se entra a la figura con la carga ya multiplicada por su factor de seguridad, la carga en el eje será de 24.2 kips, se une con el valor de relación de esfuerzo de 0.36, de manera que uniendo los dos puntos con una línea recta y extendiéndola hasta la escala de repeticiones permisibles encontramos el valor de 3'300,000 de repeticiones permisibles para eje en específico

Este mismo procedimiento se hace para todos los ejes y se van anotando las repeticiones permisibles encontradas en la columna 4 del formato de hoja de cálculo para el diseño de espesores que se presenta en la figura 2.5.9. A continuación se detallan de manera gráfica las repeticiones





Disco

permisibles para un solo tipo de eje (el eje sencillo de 24.2 kips). El resto de los ejes ya presentan los resultados de repeticiones permisibles en la columna 4 de la figura 2.5.9

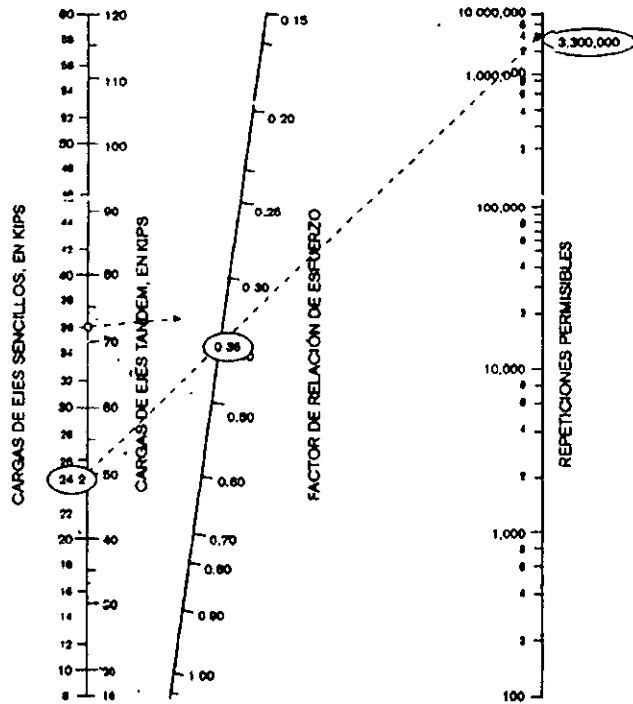


Figura No. 2.5.9 Repeticiones esperadas para el eje sencillo de 24.2 kips, en el ejemplo de diseño PCA.

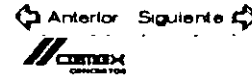
En el caso de los ejes tridem, la carga total se divide entre tres y el resultado es el valor de carga que se usa en la escala de ejes sencillos para el cálculo de repeticiones permisibles, usando su correspondiente factor de esfuerzo equivalente

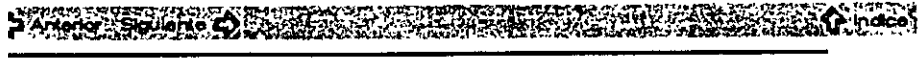
Una vez calculadas todas las repeticiones permisibles, se procede a calcular el % de daño por fatiga. Esto se hace expresando como porcentaje la relación entre las repeticiones esperadas y las repeticiones permisibles, por ejemplo, para el caso del eje sencillo de 24.2 kips tenemos 2'067,875

repeticiones esperadas contra un total de 3,300,000 de repeticiones permisibles, por lo que el % de daño de ese eje equivale a un 62.7% de daño por fatiga

Análisis por Erosión

En el análisis por erosión se calcula primero el factor de erosión, empleando las tablas correspondientes, dependiendo si se cuenta o no con pasajuntas y, además, si se tiene o no apoyo lateral, encontrándose un factor de erosión para cada tipo de eje (sencillo, tandem y tridem)





Diseño

En este ejemplo se utiliza la tabla 2.5.7, que le corresponde a los pavimentos con pasajuntas y sin apoyo lateral. Con los datos de espesor igual a 8.5" y un k = 150 encontramos como se muestra en la tabla 2.5.13, los valores de factor de erosión de 2.73 para los ejes sencillos, de 2.90 para los ejes tandem 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 Tandem / Eje Tridem.

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																	
	50			100			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn
4.0	3.74	3.63	3.69	3.75	3.70	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	3.79	3.57	3.65	3.69	3.56	3.61	3.62	3.55	3.58	3.57	3.64	3.65	3.50	3.52	3.53	3.44
5.0	3.45	3.56	3.64	3.43	3.52	3.53	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	3.42	3.44	3.29	3.36	3.40	3.26	3.33	3.36	3.27	3.30	3.30	3.28	3.28	3.25
6.0	3.22	3.36	3.51	3.20	3.32	3.35	3.18	3.26	3.31	3.17	3.23	3.26	3.18	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	3.18	3.23	3.05	3.13	3.18	3.05	3.10	3.12	3.03	3.07	3.06
7.0	3.02	3.21	3.37	2.99	3.14	3.26	2.97	3.08	3.16	2.95	3.05	3.10	2.95	3.01	3.04	2.94	2.98	3.00
7.5	2.93	3.14	3.31	2.91	3.06	3.20	2.88	3.00	3.09	2.87	2.97	3.03	2.88	2.93	2.97	2.84	2.90	2.93
8.0	2.85	3.07	3.25	2.82	2.99	3.14	2.80	2.93	3.03	2.79	2.89	2.97	2.77	2.86	2.90	2.78	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	3.16	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	2.84	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	3.05	2.54	2.78	2.94	2.54	2.69	2.83	2.50	2.64	2.76	2.48	2.59	2.68	2.47	2.56	2.63
10.5	2.50	2.79	3.00	2.47	2.71	2.90	2.44	2.59	2.72	2.42	2.56	2.64	2.41	2.51	2.58	2.41	2.51	2.58
11.0	2.44	2.74	2.95	2.42	2.67	2.86	2.38	2.54	2.68	2.36	2.50	2.58	2.35	2.45	2.54	2.35	2.45	2.54
11.5	2.38	2.69	2.90	2.36	2.62	2.82	2.32	2.49	2.64	2.30	2.44	2.55	2.29	2.40	2.50	2.29	2.40	2.50
12.0	2.33	2.66	2.81	2.30	2.58	2.79	2.28	2.46	2.67	2.26	2.44	2.50	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	2.16	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

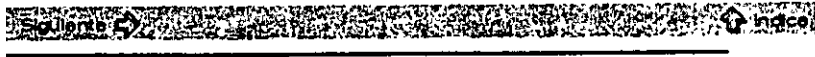
Ahora, con los valores de factor de erosión, con las diferentes cargas en el eje y con ayuda de la figura correspondiente (que en este ejemplo es la figura para pavimentos sin apoyo lateral), encontramos las diferentes repeticiones permisibles por erosión.

Para efectos del ejemplo, únicamente se explicará el caso del eje sencillo de 24.2 kips y con su correspondiente factor de erosión de 2.73. Se obtiene un número de repeticiones esperadas igual a 6'500,000, como podemos ver en la figura 2.5.10.

Empleando la misma figura (figura 2.5.6 para el cálculo de las repeticiones permisibles por el análisis de erosión, para pavimentos sin apoyo lateral) se deberán determinar las repeticiones esperadas.

para el resto de los ejes, recordando que en el caso de los ejes tridem, la carga total del eje se deberá dividir entre 3, después multiplicar por el factor de seguridad de carga y el resultado es la carga que se considera en la gráfica, en la escata de los ejes sencillos.





Diseño

Anterior Siguinte



Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos

Índice

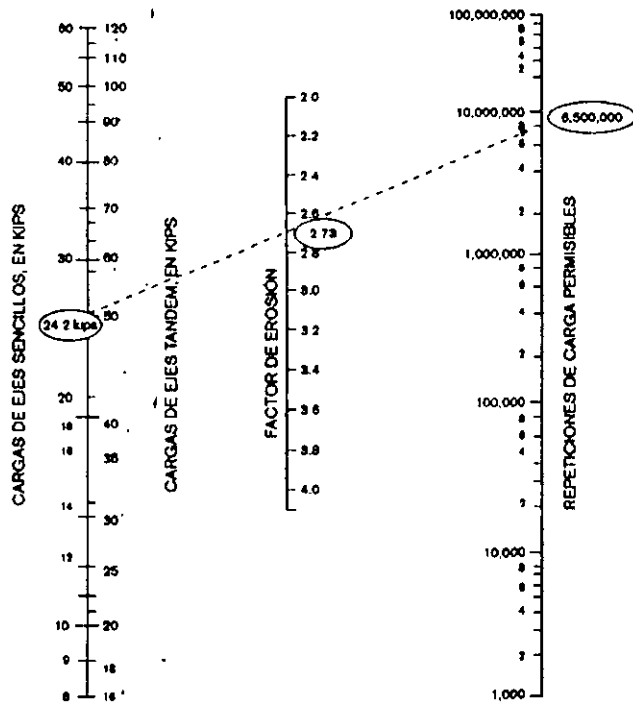


Figura 2.5.10 Cálculo de las repeticiones permisibles por erosión para el eje sencillo de 24.2 kips, en el ejemplo de diseño de la PCA.

Diseño

Resultados

Los resultados de todas las repeticiones permitidas 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 ECA

Espeor inicial	8.5 in	Pasajuntas	SI <input type="checkbox"/>	NO <input type="checkbox"/>
Módulo de reacción K, de la subrasante	150 pci	Apoyo lateral	SI <input type="checkbox"/>	NO <input type="checkbox"/>
Módulo de ruptura, MR	650 pci	Periodo de diseño (años)	20	
Factor de seguridad de carga, LSF	1.1	Comentarios		

8" de base granular

Carga del eje en kips	Multiplicada por LSF	Repeticiones Esperadas	Análisis de Fatiga		Análisis de Erosión	
			Repeticiones Permitible (FIG. 2.5.5)	% de Fatiga	Repeticiones permitibles (FIG. 2.5.6)	% de Daño
1	2	3	4	5	6	7

8. Esfuerzo equivalente 234 10 Factor de Erosión 2.23
 9. Factor de relación de esfuerzo 0.380

2.2	2.4	24,248,563	límitadas	0	límitadas	0
3.74	4.1	3,991,917	límitadas	0	límitadas	0
6.8	7.9	744,903	límitadas	0	límitadas	0
7.7	8.6	1,376,450	límitadas	0	límitadas	0
8.36	9.2	3,991,917	límitadas	0	límitadas	0
8.8	9.7	366,871	límitadas	0	límitadas	0
12.1	13.3	2,981,571	límitadas	0	límitadas	0
15.4	18.9	619,523	límitadas	0	límitadas	0
22	24.2	2,067,875	3,300,000.00	62.7	8,500,000	31.81
Sub Total Ejes Sencillos				62.7		31.81

11. Esfuerzo equivalente 208 19 Factor de Erosión 2.90
 12. Factor de relación de esfuerzo 0.320

7.04	7.7	7,739	límitadas	0	límitadas	0
7.26	8.0	7,739	límitadas	0	límitadas	0
7.7	8.5	7,739	límitadas	0	límitadas	0
8.8	9.7	471,658	límitadas	0	límitadas	0
9.9	10.9	90,714	límitadas	0	límitadas	0
11	12.1	192,499	límitadas	0	límitadas	0
15.4	18.9	288,749	límitadas	0	límitadas	0
17.8	19.4	192,499	límitadas	0	límitadas	0
90.8	33.9	288,749	límitadas	0	25,000,000	1.15
99.6	43.6	878,419	límitadas	0	3,900,000	22.52
Sub Total Ejes Tandem				0.00		23.67

14. Esfuerzo equivalente 158 16 Factor de Erosión 3.03
 15. Factor de relación de esfuerzo 0.243

=11.00/3	4.0	37,619	límitadas	0	límitadas	0
= 49.5/3	18.2	58,428	límitadas	0	4,800,000	1.17
Sub Total Ejes Tridem				0.00		1.17

TOTAL FATIGA 62.6 TOTAL EROSIÓN 36.6



Compactación de suelos

IV-1 INTRODUCCION

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 caso a caso, pero la resistencia, la compresibilidad y una adecuada relación esfuerzo-deformación 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. Finalmente, suele favorecerse mucho la permanencia de la estructura térrea ante la acción de los agentes erosivos como consecuencia de un proceso de compactación.

Desde un principio el problema de la compactación de suelos resulta ligado al de control de calidad de los trabajos de campo; en efecto, después de realizar un proceso de compactación siempre es necesario verificar si con él se lograron los fines propuestos. Como quiera que las vías terrestres suelen construirse a contrato por parte de empresas especializadas, la verificación antes citada resulta ligada a problemas de pago, legales, etc. Esta multiplicidad de los problemas de compactación de suelos, que tantas veces los hace trascender de la esfera meramente técnica, se encuentra en el fondo de todo el manejo ra-

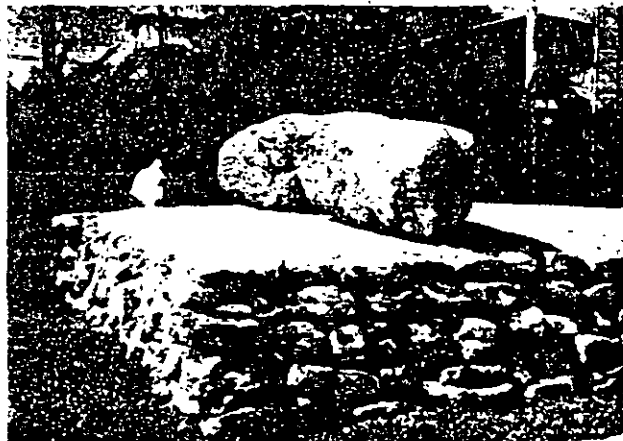
zonado de dichos problemas y le imprime a las conclusiones y soluciones a que se llegue un carácter distintivo que no puede ignorar quien los maneja. Para medir la resistencia, la compresibilidad, las relaciones esfuerzo-deformación, la permeabilidad o la flexibilidad de los suelos se requieren pruebas relativamente especializadas y costosas que, además, suelen requerir un tiempo de ejecución demasiado largo para controlar un proceso de compactación que avance de manera normal. Por otra parte, ciertas experiencias (Proctor y otras, Refs. 1 y 2), realizadas en los primeros años de la aplicación de las técnicas modernas de compactación, indicaron que existe una correlación que en aquella época se juzgó muy confiable (pero a la cual posteriormente se encontraron algunas desviaciones significativas) entre las propiedades fundamentales arriba enumeradas y el peso volumétrico seco a que llega el material compactado, de manera que puede decirse que a mayor peso volumétrico seco se alcanza una situación más favorable en el suelo compactado. Debido a que la prueba de peso volumétrico es fácil y sencilla de realizar, se hizo costumbre controlar la compactación determinando el peso volumétrico seco de los materiales compactados.

Sin embargo, la correlación entre las propiedades fundamentales y el peso volumétrico seco no es tan segura y simple como para permitir la aplicación ciega de la norma anteriormente mencionada, dictada exclusivamente por la comodidad; de hecho, esta aplicación, realizada sin tener en cuenta las peculiaridades y objetivos de cada caso o la confiabilidad de la correlación, es quizá la fuente más común de los errores que se cometen en las aplicaciones prácticas de las técnicas de compactación.

Así, el aumento de peso volumétrico es meramente un medio, pero no un fin en sí mismo. Donde el mejoramiento de las propiedades fundamentales está directamente ligado al aumento del peso volumétrico, el uso de la sencilla correlación que se menciona proporciona magníficos resultados; pero en algunos casos la correlación se vuelve muy errática o incluso



Rodillo de piedra que parece haber sido usado por los antiguos mayas para compactar sus caminos.



Otra vista del rodillo maya de compactación.

llega a invertirse, en tanto que en otros, algunas otras variables desempeñan un papel fundamental (Ref. 3). En general, son mucho más complejos los problemas ligados a cuanto pueden mejorarse las características fundamentales de los suelos compactados cuando éstos son finos, razón por la cual las arcillas suelen ser los materiales que más se investigan al tratar de definir las propiedades mecánicas de los suelos compactados.

La compactación ha figurado entre las técnicas de construcción desde las épocas más remotas de que se tiene noticia, si bien en la antigüedad su aplicación no era ni general ni sistemática. Los métodos de apisonado por el paso de personas o animales se utilizaron en épocas muy lejanas, como por ejemplo en la construcción de grandes obras hidráulicas en diversas partes de Asia. En las fotografías que acompañan a este párrafo se muestra un antiguo rodillo de compactación (según la autorizada opinión del historiador Silvanus G. Morley) que usaron los antiguos mayas para la construcción de la importante red de caminos que unía los principales centros ceremoniales de lo que hoy son el estado de Yucatán

y el territorio de Quintana Roo. Tales caminos aparecen también ilustrados en fotografías que se incluyen en estas páginas. Este rodillo se encontró sobre el camino que unía los centros de Cobá y Yaxuná; medía originalmente 4 m (hoy está fragmentado en dos porciones), con un diámetro de 65 cm y un peso aproximado de 5 ton, por lo cual es probable que su empleo requiriera de 15 hombres. Por cierto que al ver tal implemento de construcción no se puede dejar de pensar en la extendida afirmación de que los antiguos mayas desconocían el uso de la rueda.

El desarrollo de las modernas técnicas de compactación tuvo lugar en los últimos años del siglo pasado y en los primeros del presente, principalmente en los Estados Unidos. En 1906 apareció el rodillo pata de cabra de Fitzgerald, de 2 000 kg de peso, punto de arranque de estos utensilios (Ref. 4).

En 1928 y 1929, O. J. Porter desarrolló en la División de Carreteras de California las investigaciones básicas de laboratorio que permitieron el inicio de la aplicación razonada de las técnicas de compactación a la construcción de carreteras (Ref. 5); sus métodos fueron en gran parte popularizados por



Vista de un antiguo camino maya.



Otra vista del mismo camino maya. Nótese las hileras externas de piedra gruesa confinando el material central más fino.

Purcell (Ref. 6) : En 1933, Proctor comenzó a producir los importantes trabajos que hicieron posibles muchas de las técnicas de uso actual (Refs. 1, 2 y 7).

Con posterioridad a estas épocas, ha sido explosivo el desarrollo de equipos de compactación y se han investigado bastante las propiedades de los suelos compactados y las técnicas de campo y de laboratorio; de todo ello habrá un breve testimonio en páginas subsecuentes de este capítulo.

En rigor, la compactación es uno de los varios medios de que hoy se dispone para mejorar la condición de un suelo que haya de usarse en construcción; es, además, uno de los más eficientes y de aplicación más universal. La tabla IV-1, que se presenta a continuación, permite situar a la compactación dentro del conjunto de métodos de mejoramiento de suelos que hoy pueden aplicarse.

TABLA IV-1
Métodos de mejoramiento de suelos

Métodos	Físicos	Confinamiento (suelos friccionantes)
		Consolidación previa (suelos finos arcillosos)
		Mezclas (suelo con suelo)
Químicos (estabilizaciones)	Mecánicos	Vibroflotación
		Con sal
		Con cemento
		Con asfalto
		Con cal
Con otras sustancias		
		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 eficiencia 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. Comoquiera que los procesos de campo involucran costos altos, en general los estudios para proyecto habrán de hacerse con base en el trabajo de laboratorio; esta afirmación no la invalida el hecho de que en la técnica actual se haga un uso cada vez más extenso de terraplenes de

prueba, en que se investigan modelos a escala natural para obtener normas de proyecto. Los estudios de compactación en laboratorio también desempeñan un papel muy importante en el control de calidad de los trabajos.

Así, pues, los procesos de compactación han de estudiarse con referencia a las técnicas de campo y a todo un conjunto de técnicas de laboratorio; pero además de los dos puntos de vista anteriores existe un tercero, relativamente descuidado hasta épocas recientes y es el que se refiere a la investigación de las propiedades que es posible obtener en los suelos compactados. Este tercer punto de vista, convenientemente relacionado con los otros dos, completará el cuadro en la forma en que el ingeniero requiera para establecer un criterio adecuado.

En este capítulo, los tres puntos de vista del problema de compactación se analizan en forma relativamente separada, para destacar criterios del modo más diferenciado que sea posible.

IV-2 VARIABLES QUE AFECTAN EL PROCESO DE LA COMPACTACION DE LOS SUELOS

Como es natural, un suelo se puede compactar de varias maneras, y en cada caso se obtendrá 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 prevalentes en dicho suelo.

Las afirmaciones anteriores justifican la conclusión, obvia para quienquiera que tenga cualquier grado de familiaridad con estos problemas, de que los resultados de un proceso de compactación dependen de varios factores, unos que atañen al tipo de suelo, otros relativos al método de compactación que se emplee y, por último, varios más que se refieren a determinadas circunstancias que en ese momento pudieran prevalecer en el suelo con que se trabaja. Estos factores suelen denominarse las "variables" que rigen el proceso de compactación. Las principales de éstas se reseñan a continuación.

1. *La naturaleza del suelo.* Es claro que la clase de suelo con que se trabaja influye de manera decisiva en el proceso de compactación; de hecho, a lo largo de este capítulo habrán de diferenciarse las técnicas que se empleen y los resultados que se obtengan precisamente con base en el tipo de suelo. 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, tipificando los suelos de acuerdo con las normas establecidas en el capítulo 2.

2. *El método de compactación.* En el laboratorio resulta bastante fácil clasificar los métodos de compactación en uso en tres tipos bien diferencia-

dos; la compactación por impactos, por amasado y por aplicación de carga estática. A reserva de detallar algo más 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. Además, ya se comienzan a utilizar algunos dispositivos de laboratorio para compactar por vibración, si bien su uso está menos extendido que el de los otros tres métodos.

Resulta bastante más difícil diferenciar de un modo análogo los métodos de compactación de campo. Es común describir éstos con base en el equipo mecánico que se emplee en el proceso, y así se habla de la compactación con rodillo liso, con rodillo neumático, con equipo vibratorio, etc. Se supone que los métodos de laboratorio reproducen las condiciones del proceso de campo, pero en muchos casos no es fácil establecer una correspondencia clara entre el tren de trabajo de campo y las pruebas de laboratorio, en el sentido de contar con que estas últimas reproduzcan en forma suficientemente representativa todas las condiciones del suelo compactado en el campo.

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

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

$$E_c = \frac{Nn Wh}{V} \quad (4-1)$$

donde:

E_c = energía específica.

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

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

W = peso del pisón 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.

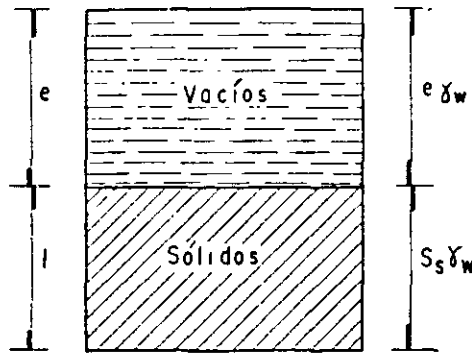
El concepto de energía específica conserva su pleno valor fundamental cuando se relaciona con procedimientos de compactación de campo. En el caso del uso de rodillos depende principalmente de la presión y el área de contacto entre el rodillo y el suelo, del espesor de la capa que se compacte y del número de pasadas del equipo. Tampoco es sencillo evaluar la energía de compactación en términos absolutos en un caso dado, pero si se varían los factores mencionados es posible hacerla cambiar, con lo que se obtienen términos de comparación entre dos trenes de trabajo diferentes.

En páginas subsiguientes de este capítulo se podrá ver la gran influencia de la energía de compactación en los resultados que se logran. Puede decirse que la energía específica de compactación es una de las variables que mayor influencia ejercen en el proceso de compactación de un suelo dado, con un procedimiento determinado.

4. *El contenido de agua del suelo.* Ya en los primeros estudios de Proctor se puso de manifiesto que el contenido de agua del suelo que se compacta es otra variable fundamental del proceso. 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 de 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, existe un contenido de agua 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 hace



Por definición:

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

Según fórmula (1-9):

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

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

Figura IV-2. Esquema de un suelo saturado y deducción de la fórmula (4-3).

con el contenido de agua correspondiente a una cierta abscisa de la curva, aplicando la fórmula

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

que corresponde a suelos saturados y cuya obtención es sencilla a partir del esquema que se presenta en la Fig. IV-2.

Como se verá, 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. IV-3 (Ref. 4). En rigor esta forma es típica de las 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. IV-3 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).

IV-4 PROCESOS DE COMPACTACION DE CAMPO

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

- A. Por amasado
- B. Por presión

- C. Por impacto
- D. Por vibración
- E. Métodos mixtos.

Con las tres primeras formas se aplican casi todos los métodos convencionales en uso desde hace varias décadas. La cuarta se refiere a técnicas de implantación más reciente, pero que se han popularizado mucho en los últimos tiempos. Como es natural no representan todos los modos posibles de entregar energía de compactación a un suelo, sino que simplemente son las soluciones comerciales e industriales que hasta el momento se han desarrollado para resolver el problema.

A Compactadores por amasado. Rodillos patá de cabra.

Estos compactadores concentran su peso sobre la relativamente pequeña superficie de todo un conjunto de puntas de forma variada (ver Fig. IV-4) 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 6 cm, la superficie queda siempre distorsionada, pero se compacta bajo la siguiente capa que se tienda.

En la Fig. IV-5 (Ref. 11) se muestra la influencia que sobre la compactación obtenida ejerce la

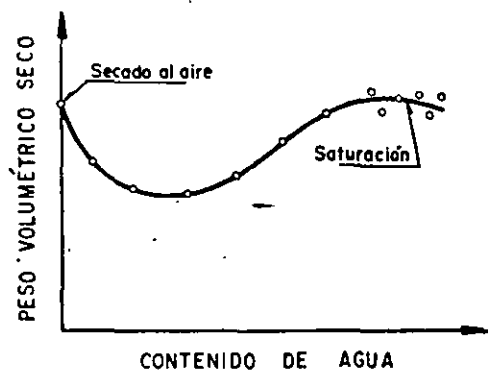


Figura IV-3. Curva de compactación obtenida en prueba dinámica en arenas limpias y gravas arenosas (Ref. 4).

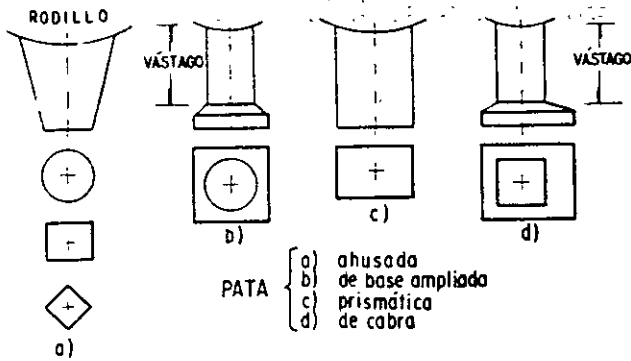


Figura IV-4. Tipos usuales de patas de rodillo pata de cabra (Ref. 3).

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.

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. IV-6 (Ref. 11) 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. Más adelante, en este mismo párrafo, se completará esta información (ver Fig. IV-9).

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 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 acción de "amasado"

Figura IV-5. Influencia de la forma de la punta del vástago en los rodillos "Pata de cabra".

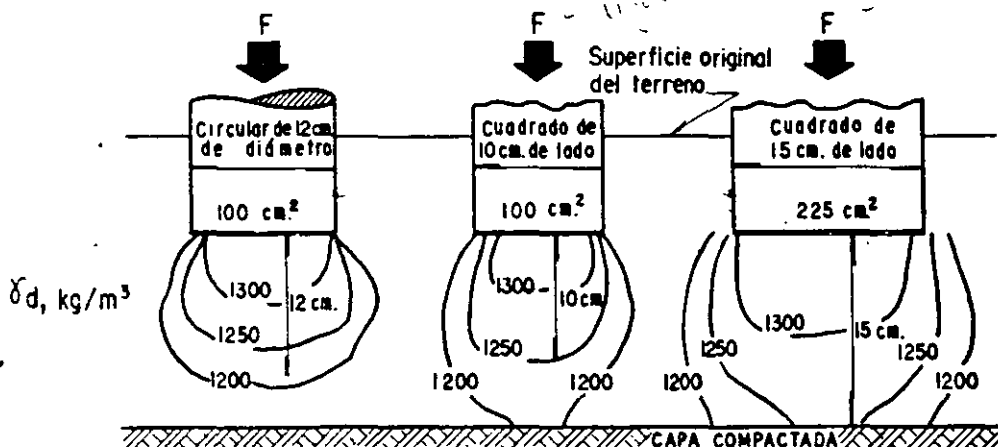
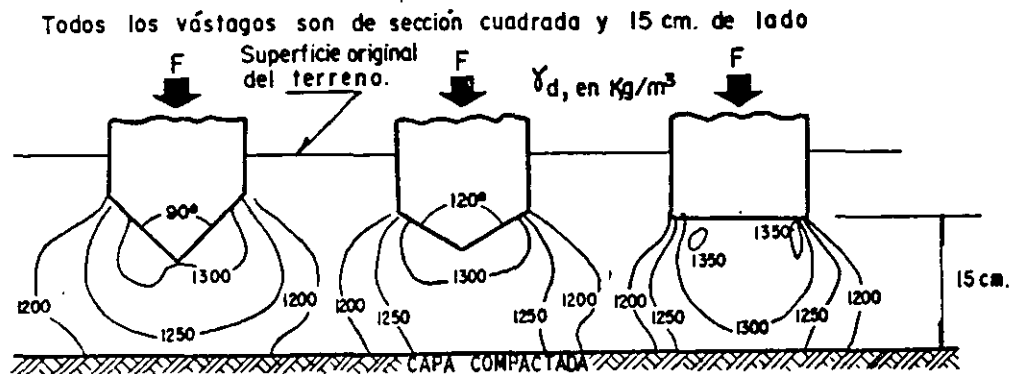
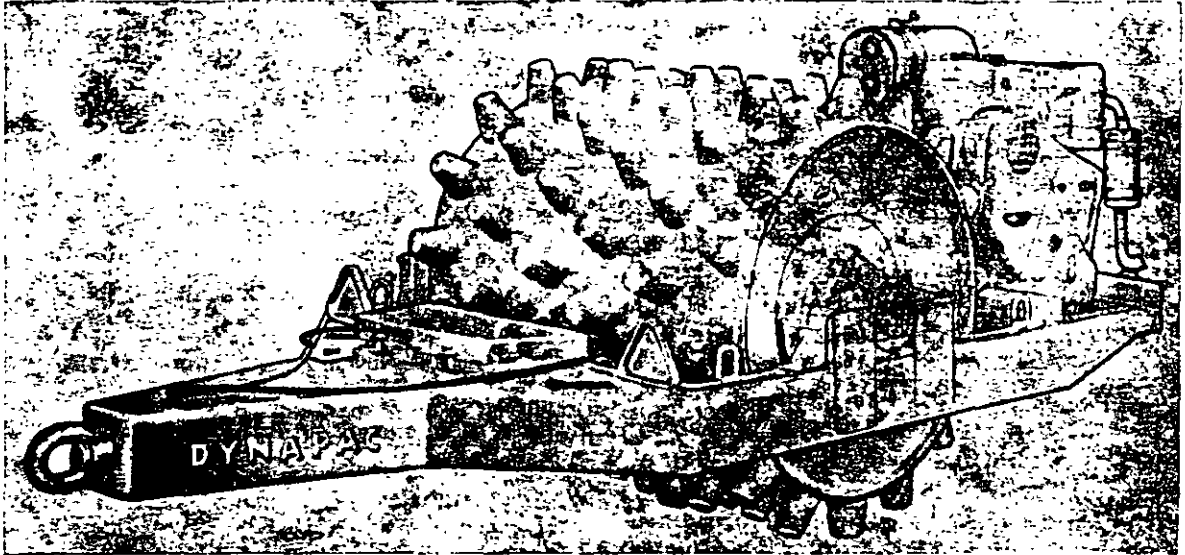
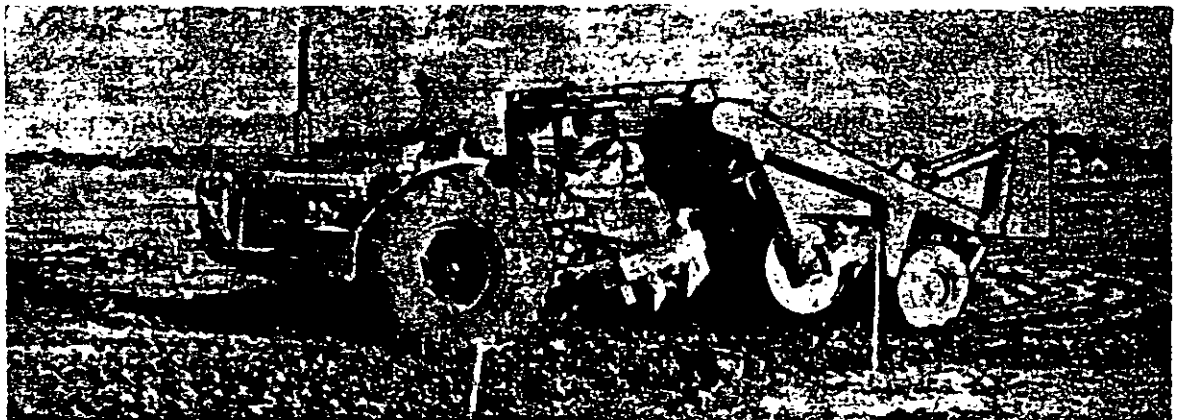


Figura IV-6. Influencia del tamaño y del área de la sección recta de los vástagos de los rodillos "Pata de cabra".



Rodillo pata de cabra vibratorio, del tipo remolcado, con peso total de 3.9 ton, fuerza dinámica de 10 ton y frecuencia de 1 400 a 1 600 vibraciones por minuto. El tambor está provisto de 98 patas tronco-cónicas.



Compactador compuesto de rodillo liso y rodillo neumático. Presión de inflado de las llantas, hasta 7.0 kg/cm²; carga por cm de ancho del rodillo liso, de 21.4 a 95.5 kg; velocidad de operación hasta de 16.1 km/hora.



Rodillo neumático vibratorio de tipo pesado, con un solo eje y dos llantas, remolcado por un tractor de oruga.

IV-5 ALGUNAS IDEAS UTILES EN LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS DE COMPACTACION EN EL CAMPO. GRADO DE COMPACTACION

Desde luego, el primer requisito para quien aspire a realizar un buen trabajo de compactación es conocer razonablemente bien los suelos que se vayan a compactar; esto ha de lograrse por medio de la exploración general que se realice a lo largo de la línea, con objeto de producir el estudio geotécnico del proyecto, y por la exploración particular que se efectúe en los bancos de donde se extraerán los materiales. Para tales fines deberán recabarse muestras representativas y completas (40 ó 50 kg), a fin de realizar con ellas las necesarias investigaciones de laboratorio.

La humedad natural del suelo en el campo es un dato importante. También lo será la información que se logre al obtener curvas de compactación, siguiendo el procedimiento de laboratorio que se estime reproduce mejor las condiciones de campo; de ello se hablará en un párrafo posterior de este mismo capítulo.

También se deben investigar las características de expansión y contracción por secado del suelo, para fijar el porcentaje de cambio de volumen que puede sufrir el suelo en la operación de la vía terrestre; la expansión deberá estudiarse en especímenes compactados y saturados, y la contracción secando el suelo compactado.

La elección del equipo de compactación es fundamental, desde luego. Antes de la elección, además de las características de los suelos que se vayan a compactar, deberán sopesarse cuidadosamente las condiciones estructurales que se desea obtener, de acuer-

do con las condiciones de la vía terrestre que se construya y con la ubicación de la zona que se compacte dentro de la sección transversal de la misma. Las consideraciones más importantes que se deben ponderar, antes de elegir el equipo apropiado en un caso dado son las siguientes:

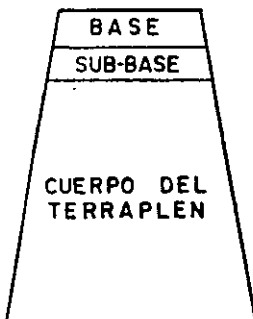
- a. Tipo de suelo.
- b. Variaciones del suelo dentro de la obra.
- c. Tamaño e importancia de la obra que se vaya a ejecutar.
- d. Especificaciones de compactación fijadas por el proyecto.
- e. Tiempo disponible para ejecutar el trabajo.
- f. Equipo que ya se posea antes de comenzar los trabajos.

La selección de un equipo de compactación es fundamentalmente un asunto de economía. El lector que haya seguido con atención lo expuesto sobre las características y los campos de aplicación de los diferentes equipos disponibles, se habrá percatado de los enormes traslapes de campos de aplicabilidad entre unos equipos y otros, y es que, en realidad, el desarrollo de los equipos ha sido empírico, regido por impulsos comerciales y por necesidades particulares y sólo rara vez, resultado de un proceso de investigación científica rigurosa. En consecuencia, el ingeniero suele tener varias alternativas de equipo, entre las que deberá decidir, escogiendo la combinación más favorable a sus intereses económicos; es decir, la que lo lleve a satisfacer al mínimo costo los requisitos de calidad impuestos por el proyecto.

Tabla IV-10

Una indicación sobre elección de equipos de compactación

SIMBOLO	SUCS #	MATERIAL	TAMPER	TAMPER	PATA DE CABRA	PATA DE CABRA	LISO VIBRATORIO	LISO VIBRATORIO	PATA DE CABRA	PATA DE CABRA	NEUMATICO	NEUMATICO
			AUTOPROPULSADO	REMOLCADO	AUTOPROPULSADO	REMOLCADO	PEQUEÑO	PESADO	VIBRATORIO, PEQUEÑO	VIBRATORIO, PESADO	LIGERO	PESADO
		GRANULAR LIMPIO					1	1			3	2
		GRANULAR CON POCOS FINOS	1	1			1	1	2	2		2
		ROCA	2	2				1		2		
GW, GP, SW		ARENA, GRAVA	2	2			1	1	2	2		2
SP		ARENA UNIFORME					1	1	2	2		3
SM, GM		ARENAS O GRAVAS LIMOSAS	1	1	4	4	3	3	2	2		2
ML, MH		LIMOS	1	1	2	2			3	3		2
GC, SC		ARENAS O GRAVAS ARCILLOSAS	1	1	2	2			3	3		2
CH, CL		ARCILLAS	1	1	2	2				3		3



En el párrafo IV-4 de este capítulo se presentaron ya los campos de acción de los diferentes equipos, así como las características de éstos que deben buscarse para hacerlos más eficientes y eficaces. La tabla IV-10 (Ref. 11) ofrece un resumen de los criterios allí expuestos, vertido a través de la opinión de su autor, la que se basa en su propia experiencia, con conclusiones que pudieran no ser compartidas por todos los especialistas.

Tablas como la IV-10 existen en gran profusión dentro de la literatura alusiva, y cada una de ellas refleja la experiencia que han acumulado diferentes instituciones y equipos técnicos. Naturalmente que no es posible reproducirlas aquí todas, ni siquiera las más importantes y completas; sin embargo, se ha juzgado conveniente reproducir en la tabla IV-11 una

de las de mayor interés. La información está tomada de la Ref. 21 y se refiere a las características de utilización de los suelos, no sólo en lo que respecta al problema de compactación, sino a otros varios; aun cuando sea cuestionable su inclusión en este lugar, desde el punto de vista del orden de presentación del material, se ha juzgado preferible citarla en conjunto, sin fragmentaciones que limiten el panorama global. Es obvio que el lector deberá colocarse hasta cierto punto en guardia contra este tipo de información de carácter tan general y condensado; una tabla como la IV-11 puede ser una excelente norma de criterio, pero desde luego no exime al ingeniero encargado de una obra particular de la obligación de hacer todos los estudios de detalle que se requieran para definir claramente las condiciones concretas a que haya que enfrentarse.

Tabla IV-11

Características de utilización de los suelos, agrupados según sucs.

Símbolo	Características de compactabilidad	Peso volumétrico seco máx. típico (Proctor estándar ton/m ³)	Compresibilidad y expansión	Permeabilidad y características de drenaje	Características como material de terraplén	Características como subrasante	Características como base	Características como pavimento provisional	
								c/revestimiento ligero	c/tratamiento asfáltico
GW	Buenas. Rodillos lisos vibratorios, rodillo neumático. Respuesta perceptible al bandedo con tractor.	1.9 a 2.1	Prácticamente nula	Permeable. Muy buenas	Muy estable	Excelente	Muy buena	Regular a mala	Excelente
GP	Buenas. Rodillos lisos vibratorios, rodillo neumático. Respuesta perceptible al bandedo con tractor.	1.8 a 2.0	Prácticamente nula	Permeable. Muy buenas	Estable	Buena a excelente	Regular	Pobre	Regular
GM	Buenas. Rodillos neumáticos o pata de cabra ligeros.	1.9 a 2.2	Ligera	Semipermeable. Drenaje pobre.	Estable	Buena a excelente	Regular a mala	Pobre	Regular a pobre
GC	Buenas o regulares. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.8 a 2.1	Ligera	Impermeable. Mal drenaje	Estable	Buena	Regular a buena	Excelente	Excelente
SW	Buenas. Rodillos neumáticos o vibratorios.	1.7 a 2.0	Prácticamente nula	Permeable. Buen drenaje	Muy estable	Buena	Regular a mala	Regular a mala	Buena
SP	Buenas. Rodillos neumáticos o vibratorios.	1.6 a 1.9	Prácticamente nula	Permeable. Buen drenaje	Razonablemente estable en estado compactado	Regular a buena	Mala	Mala	Regular a mala

Tabla IV-11 (Continuación)

Símbolo	Características de compactabilidad	Peso volumétrico seco máx. típico (proctor estándar ton/m ³)	Compresibilidad y expansión	Permeabilidad y características de drenaje	Características como material de terraplén	Características como subrasante	Características como base	Características como pavimento provisional	
								c/revestimiento ligero	c/tratamiento asfáltico
SM	Buenas. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.7 a 2.0	Ligera	Impermeable. Mal drenaje	Razonablemente estable en estado compacto	Regular a buena	Mala	Mala	Regular a mala
SC	Buenas o regulares. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.6 a 2.0	Ligera a media	Impermeable. Mal drenaje	Razonablemente estable	Regular a buena	Regular a mala	Excelente	Excelente
ML	Buenas a malas. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.5 a 1.9	Ligera a media	Impermeable. Mal drenaje	Mala estabilidad si no está muy compacto	Regular a mala	No debe usarse	Mala	Mala
CL	Regulares a buenas. Rodillos pata de cabra o neumáticos	1.5 a 1.9	Media	Impermeable. No drena	Buena	Regular a mala	No debe usarse	Mala	Mala
OL	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra o neumáticos.	1.3 a 1.6	Media a alta	Impermeable. Mal drenaje	Inestable. Debe evitarse su uso	Mala	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse
MH	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra o neumáticos.	1.1 a 1.6	Alta	Impermeable. Mal drenaje	Inestable. Debe evitarse su uso	Mala	No debe usarse	Muy mala	Muy mala
CH	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra.	1.3 a 1.7	Muy alta	Impermeable. No drena	Regular. Vigílese la expansión	Mala o muy mala	No debe usarse	Muy mala	No debe usarse
OH	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra.	1.0 a 1.6	Alta	Impermeable. No drena	Inestable. Debe evitarse su uso	Muy mala	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse
Pt	No debe usarse	—	Muy alta	Regular o mal drenaje	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse

Como ya se dijo, en un proyecto específico suelen fijarse los requerimientos de compactación estableciendo un cierto peso volumétrico seco que se debe alcanzar con el equipo que se utilice. A su vez, el valor de este peso proviene por lo general de un estudio de laboratorio en el que se realizan pruebas de compactación al suelo que haya de manejarse; de entre todas las pruebas disponibles se elige aquella que mejor represente el proceso de compactación de campo que garantice un nivel de compactación sufi-

ciente para poder asegurar el comportamiento deseado al material en el campo. Ha de comentarse, por cierto, que con frecuencia los ingenieros olvidan el aspecto de representatividad de la prueba de laboratorio que utilizan y les basta ampararse en una prueba suficientemente enérgica como para confiar en que se están estableciendo niveles de compactación lo bastante altos como para obtener en el campo un material de buen comportamiento, independientemente de que rara vez o casi nunca se investigan las

características finales de ese material. Este es quizá el error más común o la deficiencia más grave en relación con el manejo práctico de las técnicas de compactación; los autores de este libro esperan que cuando el lector haya terminado la lectura de este capítulo, especialmente de la parte que se refiere a las propiedades de los materiales compactados, pueda comprender que para estar seguro de contar con un proyecto adecuado no basta con emplear un estándar de compactación "alto", basado en un estudio de laboratorio que utilice una prueba de compactación de alta energía específica. La prueba pudiera no ser representativa del modo de compactación que se utilice en el campo, de manera que aun cuando los suelos compactados en el laboratorio con aquel procedimiento tuviesen las propiedades adecuadas (y pocos son los ingenieros que investigan a fondo cuáles son las propiedades de verdadero interés de los suelos que compactan, verificando por ejemplo su resistencia, su compresibilidad o que poseen una adecuada ley de esfuerzo-deformación) pudiera ser que el equipo en el campo obtuviese un suelo con propiedades distintas y quizá poco adecuadas, para el mismo peso volumétrico.

De todos modos, el peso volumétrico en el campo se fija con base en una prueba de laboratorio. Como consecuencia de la diferencia esencial que existe entre ambos procesos de compactación y también como consecuencia de todos los problemas que en el campo pudieran presentarse, casi siempre sucede que el peso volumétrico que a fin de cuentas se obtiene en la obra no es idéntico al peso volumétrico seco máximo de la prueba de laboratorio que sirvió de base al estudio. La diferencia entre ambos valores, tradicionalmente se mide a través del concepto *grado de compactación*. Se define como grado de compactación de un suelo compactado en la obra a la relación, en porcentaje, entre el peso volumétrico seco obtenido por el equipo en el campo y el máximo correspondiente a la prueba de laboratorio que fundamentó el estudio.

El grado de compactación de un suelo es:

$$G_c (\%) = 100 \frac{\gamma_d}{\gamma_{d\text{máx}}} \quad (4-5)$$

Cabe mencionar que a pesar del amplio uso que se hace en la actualidad del concepto *grado de compactación*, éste dista mucho de estar exento de defectos. De hecho, casi podría decirse que es inadecuado para evaluar la calidad lograda por un cierto equipo en el campo. Un material A, en estado totalmente suelto, tal como se deposita en la obra, puede tener un grado de compactación del orden de 80%, antes de sufrir ninguna compactación, según la fórmula 4-5; otro material B, en las mismas condiciones, puede tener un grado de compactación de 60%. Si este último se compacta hasta alcanzar el mismo 80% de A, se diría que ambos suelos están en las mismas con-

diciones de compactación, si se aplica el criterio de grado de compactación. Sin embargo, la realidad es completamente distinta, pues A está en estado suelto, con todo lo que ello implica en lo que se refiere a su comportamiento mecánico, en tanto que B ya ha sido parcialmente compactado, con lo que aumentó su resistencia, disminuyó su compresibilidad y, en general, adquirió características diferentes a las del estado suelto.

Algunas instituciones, tomando en cuenta lo anterior, han adoptado una relación diferente para medir la compactación que alcanza el suelo en el campo, la que se denomina *compactación relativa* y está definida por la expresión

$$C. R. (\%) = 100 \frac{\gamma_d - \gamma_{d\text{mín}}}{\gamma_{d\text{máx}} - \gamma_{d\text{mín}}} \quad (4-6)$$

donde

- $\gamma_{d\text{máx}}$ es el máximo peso volumétrico seco obtenido en la prueba de laboratorio que se utilice.
- $\gamma_{d\text{mín}}$ es el mínimo peso volumétrico seco del mismo material.
- γ_d es el peso volumétrico seco del material compactado en la obra.

Esta otra relación tiene la ventaja de no caer en la ambigüedad del grado de compactación, pues aquí un material totalmente suelto tiene 0% de compactación relativa, pero hay el inconveniente de que no existe un procedimiento estándar para determinar $\gamma_{d\text{mín}}$.

En suelos friccionantes, algunas instituciones han utilizando el concepto de *compacidad relativa* (expresión 1-17 del capítulo 1 de esta obra) para establecer y medir la compactación de campo; ello tiene el mismo inconveniente, pues tampoco existe una prueba estándar para determinar la compacidad relativa.

De cualquier manera, el concepto grado de compactación sigue siendo el método más usual para fijar el requisito de compactación que ha de lograrse en el campo. Así, por lo general éste se expresa con una frase como ésta: "Compáctese este material hasta el 95% del peso volumétrico seco máximo obtenido en tal prueba de laboratorio, como mínimo."

En consecuencia, el trabajo de un equipo de compactación en el campo suele planearse para lograr el grado de compactación especificado en la forma más económica.

El grado de compactación que se fije para un proyecto dado debe ser realista en el sentido de no imponer requerimientos excesivos, sea con relación a las propiedades que se deban obtener o al equipo disponible y la importancia de la obra que se vaya a ejecutar; lo contrario causa continuos problemas de ajuste en el campo, que entorpecen la marcha de las obras.

No puede prefijarse el grado de compactación que se vaya a exigir en cada caso; éste es un asunto en que el ingeniero debe emplear su criterio, adecuándolo a cada proyecto.

La Secretaría de Obras Públicas de México, por ejemplo, tiene la norma de no compactar el cuerpo de las terracerías a menos del 90% en ningún caso, y exige por lo general el 95% en una porción superior de los terraplenes y el 100% en la capa subrasante y en las diversas capas del pavimento; estos grados de compactación se refieren a las pruebas de compactación de laboratorio que específicamente utiliza la Secretaría de Obras Públicas, las que se comentarán más adelante. La tabla IV-12 que aparece a continuación está tomada de la Ref. 21 y representa más bien una guía sobre los grados de compactación que son usuales en las obras, que números fijos que se puedan aplicar indiscriminadamente.

Tabla IV-12

Valores tentativos de grados de compactación convenientes

Tipo de suelo	Grado de compactación, referido a la prueba Proctor estándar, según la importancia y el tipo de obra por ejecutar.		
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
GW	97	94	90
GP	97	94	90
GM	98	94	90
GC	98	94	90
SW	97	95	91
SP	98	95	91
SM	98	95	91
SC	99	96	92
ML	100	96	92
CL	100	96	92
OL	—	96	93
MH	—	97	93
CH	—	—	93
OH	—	97	93

Obras tipo 1. Terraplenes de más de 30 m de altura. Subrasantes bajo pavimentos definitivos, con espesor no mayor de 30 cm. Los 2 m superiores bajo cimentaciones de edificios de dos o más pisos o de puentes y pasos a desnivel.

Obras tipo 2. Partes inferiores de los rellenos bajo edificios. Capa superior de los terraplenes comunes, bajo subrasantes de 30 cm, como mínimo. Terraplenes de menos de 30 m de altura.

Obras tipo 3. Otros suelos que requieren compactación, sin grandes requerimientos de resistencia e incompresibilidad.

El requisito de compactación se fija básicamente buscando el balance óptimo de las siguientes propiedades (Ref. 13):

1. Homogeneidad.
2. Características favorables de permeabilidad.
3. Baja compresibilidad para evitar el desarrollo de presiones de poro excesivas o deformaciones

inaceptables. Este requisito es más importante a mayor altura del terraplén.

4. Razonable resistencia al esfuerzo cortante.
5. Permanencia de las propiedades mecánicas en condiciones de saturación.
6. Flexibilidad, para soportar asentamientos diferenciales sin agrietamiento.

El cumplimiento de la condición 1 depende sólo del equipo de compactación que se use y del buen control del proceso. El conjunto de los requisitos 3 y 4 es conflictivo con los 5 y 6 y frecuentemente con el 2.

Dados el suelo y la energía de compactación de campo, la mejor solución al conflicto es la compactación con un contenido de agua muy próximo al óptimo de campo. Cuando uno de los grupos de requisitos en conflicto se considera más importante que el otro, debe modificarse en el sentido que convenga la especificación del contenido de agua de compactación; por ejemplo, si las condiciones 3 y 4 se consideran de mayor interés que las 5 y 6, debe especificarse un contenido de agua menor que el óptimo, y mayor, en caso contrario.

La condición 5 puede investigarse mediante pruebas de consolidación en que la muestra se someta a saturación bajo diversas cargas, así se llegará a un valor mínimo aceptable del contenido de agua de compactación.

Para estimar el máximo contenido de agua de compactación aceptable desde el punto de vista de las condiciones 4 y 5 se pueden realizar pruebas triaxiales sin consolidación ni drenaje, con medición de los coeficientes de presión de poro A y B (Ref. 24, citado en la Ref. 25). El contenido de agua mínimo necesario para satisfacer la condición 6 sólo se puede estimar cualitativamente, pues por ahora no hay disponible ninguna correlación entre el comportamiento probable del prototipo y las propiedades esfuerzo-deformación de los suelos.

Al especificar el mínimo peso volumétrico seco debe considerarse sobre todo la experiencia acumulada en la construcción de obras similares.

En rigor el requisito de compactación se fija en términos del equipo que se vaya a usar, del resultado que se espera obtener o por una combinación de ambas cosas. La formulación de un requisito adecuado requiere un conocimiento detallado de la sensibilidad del suelo compactado a todas las variables de importancia en el proceso de compactación; de éstas, el contenido de agua es probablemente lo que más influye. Muchas veces en el requisito de compactación se omite toda referencia al contenido de agua y entonces tal especificación puede cumplirse con un amplio intervalo de contenidos de agua, ajustando el tipo de equipo y su modo de empleo. Pero en tal caso, el suelo que se compacte puede tener también una amplia variedad de comportamientos, independientemente de que se alcance el mismo peso volumétrico seco. En la Fig. IV-24 (Refs. 3 y 26) se ilus-

el capítulo I de esta obra) han modificado de manera fundamental el criterio de los ingenieros sobre los problemas conectados con la construcción de estas estructuras. Pudiera decirse que la atención se concentra hoy en tres factores, sobre la base de reconocer la necesidad de someter los pedraplenes a algún proceso de compactación; los factores indicados son la granulometría, el espesor de la capa tendida y la técnica de humedecimiento del material.

Como se explicó en el capítulo I de esta obra, la granulometría es un factor importante por dos razones. Primero, porque las fuerzas de contacto son menores en un material bien graduado ($C_u > 10$) que en otro uniforme, por lo que, para la misma calidad de roca, la rotura de granos es baja en el primer material y el pedraplén que con él se haga será menos compresible. En segundo lugar, para la misma energía de compactación, el material bien graduado adquiere una compacidad relativa mayor que el uniforme, por lo que adquirirá también mayor resistencia. Las mezclas de grava y arena de río por lo general tienen buena granulometría y granos sanos, por lo que constituyen excelentes materiales; la composición granulométrica favorable de los enrocamientos y materiales granulares no siempre es tan fácil de obtener, sobre todo en el caso de que sean producto de la explotación con explosivos en cantera, excepto cuando el fracturamiento propio de la roca induzca la obtención de un material bien graduado.

Se debe evitar la segregación de los materiales de enrocamiento al colocarlos en el pedraplén. Por ello, suele limitarse la altura de caída al mínimo posible y se usan precauciones especiales de tendido; la segregación es poco significativa en materiales de granulometría uniforme.

Con base en la información presentada en la Ref. 27, que sirve de guía principal para la elaboración de este inciso, se ve que es recomendable el humedecimiento del material al colocarlo, para acelerar los asentamientos durante la construcción y reducir las deformaciones que sufra el pedraplén durante su vida útil. Según la información disponible en la actualidad, es suficiente un riego de agua a razón de 300 l por metro cúbico de material.

La evidencia de que la compactación y la granulometría son los factores que más influyen para lograr una masa poco compresible y suficientemente resistente ha propiciado la fabricación de equipos cada vez más eficientes para estos tipos de construcción; los compactadores modernos tienen aditamentos vibratorios. El espesor de la capa tendida y compactada suele estar comprendido entre 50 cm y 1 m, para enrocamientos con tamaño máximo entre 30 cm y 60 cm.

La antigua práctica de bandear capas de 1 a 2 m de espesor con tractor pesado no garantiza la formación de pedraplenes adecuados.

No existen mediciones de comportamiento de pedraplenes para Vías Terrestres en la abundancia que fuera de desear, ni mucho menos. Las instituciones

interesadas deben dedicarse con urgencia a mejorar los asentamientos, los desplazamientos horizontales, del comportamiento general de grandes pedraplenes.

IV-8 PRUEBAS DE COMPACTACION EN EL LABORATORIO

Los procesos de compactación de campo son en general demasiado lentos y costosos como para reproducirlos a voluntad, cada vez que se desee estudiar cualquiera de sus detalles; no proporcionan un modo práctico de disponer de una herramienta de análisis, estudio e investigación, tal como lo requiere el problema de la compactación de suelos, con sus muchas complicaciones y complejidades. Así, la tendencia a desarrollar pruebas de laboratorio que reproduzcan fácil y económicamente aquellos procesos debió de ser obvia para cualquiera que se interesara (e interese) en racionalizar las técnicas de campo y en conocer más un proceso tan difícil e importante.

Las mismas razones inducen a las pruebas de laboratorio a ser base de estudios para proyecto y fuente de información para planear un adecuado tren de trabajo de campo; la alternativa sería o establecerlo sobre bases únicamente personales, fundadas en la experiencia anterior, pero sin ningún estudio para el caso, o desarrollarlo en un modelo a escala natural, verdadera duplicación de la estructura que se va a construir, llegando como límite al absurdo de hacer algo para aprender a hacerlo (absurdo, naturalmente, en el caso de que se habla, pero no en relación a otras actividades humanas).

Así planteado el problema, las pruebas de compactación de laboratorio se justifican sólo en términos de su representatividad de los procesos de campo que reproducen. Y esta representatividad ha de ser llevada a sus últimas consecuencias, so pena de caer en un despropósito y llegar a estudiar detenida y acuciosamente en el laboratorio un proceso que no tenga nada (o no tenga mucho) que ver con el proceso de compactación de campo que se supone que reproduce; este divorcio podría llegar a tener consecuencias graves en cuanto a las conclusiones prácticas que se adopten y, desde luego, las tendría al desviar fuera de sus cauces justos y razonables el criterio de aquellos ingenieros que juzgaran el proceso de compactación a través del laboratorio de manera única o principal.

Ya se comentó con relativa extensión el conjunto de factores que afectan a un proceso de compactación; es obvio que todos deben contemplarse al establecer una prueba de laboratorio. Como existen tantos modos de compactar suelos en el campo, es también razonable pensar que no se logrará tener una sola prueba, con una única técnica estandarizada que pueda representarlos a todos. Así, es lógico pensar que haya pruebas de compactación de varios tipos. La energía de compactación influye mucho también en los resultados del proceso, y hoy los equipos de campo la aplican en formas muy variadas, de ma-

nera que también habrá variantes en las pruebas por este concepto.

Aun cuando otros factores actúan como variables que afectan el proceso de compactación, sólo los antes mencionados han sido utilizados para diferenciar pruebas de laboratorio, por lo menos las más comunes.

A partir de 1933, en que Proctor desarrolló su prueba, la primera históricamente, han ido apareciendo otras muchas; todas ellas pueden agruparse en uno de los siguientes apartados:

- A Pruebas dinámicas
- B Pruebas estáticas
- C Pruebas por amasado
- D Pruebas por vibración
- E Pruebas especiales o en proceso de desarrollo

A Pruebas dinámicas

Todas las pruebas dinámicas hoy en uso participan de las siguientes características comunes:

1. El suelo se compacta por capas en el interior de un molde metálico cilíndrico, variando de unas pruebas a otras el tamaño del molde y el espesor de la capa.

2. En todos los casos la compactación propiamente dicha se logra al aplicar a cada capa dentro del molde un cierto número de golpes, uniformemente distribuidos, con un pisón cuyo peso, dimensiones y altura de caída cambian de unas variantes de prueba a otras. El número de golpes de pisón que se aplica por capa también cambia en las diferentes pruebas.

3. En todos los casos, la energía específica se puede calcular con bastante aproximación con el empleo de la expresión 4-1, quedando definida por el número de golpes por capa del pisón compactador, el número de capas en que el suelo se dispone dentro del molde, el peso del pisón compactador, su altura de caída y el volumen total del molde.

4. En todos los casos se especifica un tamaño máximo de partícula que puede contener el suelo, y se eliminan los tamaños mayores por cribado previo a la prueba. Con frecuencia se establece también una especificación relativa al reuso del material durante la prueba.

El valor de cada una de las variables de la prueba puede hacerse cambiar según convenga, a fin de reproducir en cada caso las condiciones de compactación de campo, pero se ha hecho costumbre que cada organismo (o grupo de ellos) de los que usan suelos compactados, fije según su experiencia una prueba patrón y que de sus resultados deriven las especificaciones para la compactación en el campo. Desde luego que, como las propiedades mecánicas de los suelos compactados dependen de las condiciones de compactación, y las propiedades que son deseables en cierta estructura no necesariamente lo son en otra, resulta irracional el uso de un solo patrón

de laboratorio para todas las posibles situaciones de campo (Ref. 13).

Algunas de las pruebas dinámicas que han alcanzado mayor difusión son la prueba Proctor estándar (que es la que originalmente propuso Proctor), la prueba Proctor (AASHO) estándar (con cuatro variantes), la prueba Proctor (AASHO) modificada (con cuatro variantes), la prueba E-10 del U.S. Bureau of Reclamation, la prueba de impactos de California (en sus dos variantes) y la prueba británica estándar (B. Std.-1377. 1948).

Las características principales de algunas de estas pruebas se presentan en la tabla IV-13 (Ref. 4).

Al final de la tabla IV-13 se añadió la variante Proctor S.O.P., por medio de la cual la Secretaría de Obras Públicas suele controlar los trabajos de compactación de terracerías en materiales finos.

Además de las anteriores, merece mención la variante de prueba de compactación dinámica estipulada por el Departamento de Carreteras del Estado de Texas (EE.UU.), similar hasta cierto punto a la prueba AASHO modificada.

Las pruebas AASHO estándar y AASHO modificada se detallan en su procedimiento en el anexo IV-a de este capítulo. Ambas existen en 4 variantes, generadas con el criterio que se indica a continuación. En primer lugar se utilizan dos tipos de molde, uno con diámetro de 10.16 cm (4") y otro con diámetro de 15.24 cm (6"); la razón de esto es que el primero es el molde clásico establecido por Proctor y que perdura por la costumbre, en tanto que el segundo es un tamaño que se introdujo después debido a la conveniencia de realizar pruebas de valor relativo de soporte (VRS) en el material compactado, sin extraerlo del molde; para estas pruebas, típicas de la tecnología de pavimentos y que se detallarán en el capítulo alusivo, el molde de 4" resulta pequeño y se utiliza el de 6" (técnica del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos). En segundo lugar se utilizan dos tipos de granulometrías, uno hasta el tamaño máximo de la malla N° 4 y otro hasta el tamaño máximo de 3/4"; esto es con el objeto de dar mayor representatividad a la prueba y abarcar una mayor variedad de materiales.

El método por impactos de California, que se describe en el anexo IV-b de este capítulo, en realidad es anterior a la propia prueba original de Proctor en su utilización como método de control de compactación de campo. En esencia es similar a las pruebas normalizadas por la AASHO, si bien la energía específica es distinta, como consecuencia de las diferencias anotadas en la tabla IV-13. El Departamento de Carreteras de California la utiliza para control de compactación de campo y la ha mantenido en uso durante muchos años, apartándose un poco de la tendencia casi universal en los EE.UU., en favor de las pruebas Proctor, normalizadas por la AASHO, quizá por no desaprovechar la experiencia de muchos ingenieros de campo, que al cabo de los años se va "calibrando" en el uso de una cierta prueba; la anterior

Tabla IV-13

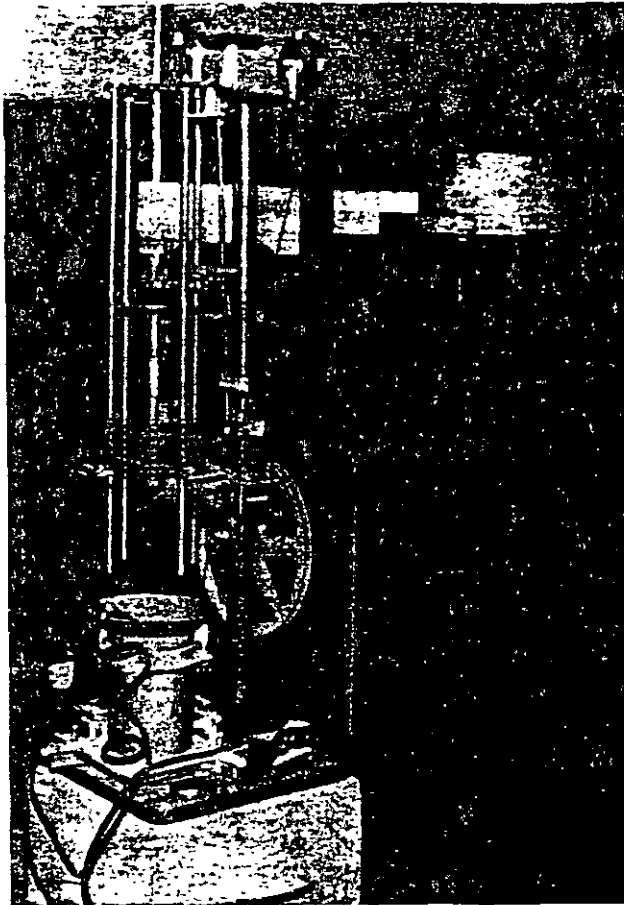
Características de las pruebas de compactación por impactos de uso más generalizado

Prueba	Tratamiento del material	Molde		Peso del martillo	Altura de caída	Nº de capas	Nº de golpes por capa	Reuso del suelo	Energía específica
		Diámetro	Altura						
		cm	cm	kg	cm	—	—	—	kg cm cm ³
Proctor estándar	Cribado por la malla de 1/4"	10.16	12.70	2.490	30.48	3	25	sí	4.02
Prueba E-10 del U.S.B.R.	Cribado por la malla Núm. 4, tras secado al aire y desintegración de grumos	10.80	15.24	2.490	35.72	3	25	sí	6.05
Proctor (AASHO) estándar (variante A)	Cribado por la malla Núm. 4, tras secado al aire	10.16	11.43	2.490	30.48	3	25	sí	6.05
Proctor (AASHO) modificada (variante D)	Tras secar al aire, se desintegran grumos y se criba por la malla de 3/4", reemplazando material retenido con igual peso del material comprendido entre las mallas de 3/4" y Núm. 4	15.24	17.78	4.530	45.72	5	55	no	27.31
California Variante A	Cribado por la malla de 3/4" en estado seco	7.30	91.44	4.530	45.72	5	20	no	17.70
Variante B	Cribado por la malla de 3/4" en estado húmedo	7.30	91.44	4.530	45.72	10	20	no	35.40
Británica estándar	Secado al horno o al aire y cribado p/malla 3/4"	10.16	11.68	2.492	30.48	3	25	sí	6.05
Variante Proctor de SOP	Secado al aire y cribado por la malla Núm. 4	10.16	11.68	2.490	30.48	3	30	sí	6.65

es quizá la principal razón por la que muchas instituciones mantienen en uso pruebas que en realidad difieren poco de otras y cuyo uso no añade nada substancial a la tecnología que se emplea.

Otro tanto sucede en la Secretaría de Obras Públicas de México, que utiliza para suelos finos una prueba tipo Proctor cuya única variación notable respecto a la prueba AASHO estándar consiste en dar 30 golpes por capa en vez de 25. Esta norma se introdujo hace más de 35 años y obedeció a que entonces se creyó que era más fácil obtener una buena repartición de los golpes por capa si se daba un número mayor; la razón para apartarse de la práctica común podrá parecer hoy excesivamente sutil o, incluso, inadecuada, pero el hecho es que la Secretaría de Obras Públicas ha desarrollado sus últimos 35 años de experiencia con base en esta prueba y ésta es la causa única de que se siga utilizando.

El Departamento de Carreteras del Estado de Texas ha desarrollado otra prueba de impactos que, como se dijo, tiene interés particular (Ref. 33). El hecho esencial está en la mecanización de la prueba, por lo demás básicamente similar a la Proctor (AASHO) modificada; mediante la mecanización se trata de eliminar la influencia del operador. Existen diferencias relativamente menores en relación al tamaño de las partículas, al tamaño del espécimen y la compactación se hace en un equipo automático que usa piones también automáticos; se impone el requisito de no reusar el material. Se especifican 4 energías diferentes para distintos tipos de suelos; se disminuye la energía de compactación en los finos a medida que puedan desarrollar tendencia a la expansión o al agrietamiento; se tiene todo un procedimiento de compactación para las arenas limpias.



Compactador mecánico por impactos, de Texas.

Una de las objeciones más serias que se han puesto a las pruebas de compactación por impacto estriba en decir que su representatividad está fundamentalmente en entredicho por las condiciones de confinamiento muy rígidas que impone el molde al suelo colocado en su interior; estas condiciones limitan la posibilidad de desplazamiento de las partículas del suelo, haciéndolas distintas de las que se tienen en el campo, donde el confinamiento lateral es mucho menor. Con base en esta idea, Francis Hveem, uno de los cerebros más agudos y originales que han estudiado estos problemas, propuso realizar pruebas en moldes convencionales, pero con especímenes en forma de cilindro hueco, en cuyo interior se colocaría un cilindro de hule, que hiciese posible un desplazamiento de las partículas más parecido al que tienen en el campo. Los autores de este libro conocen por comunicación personal algunos resultados preliminares de esta idea, que indicaban la obtención en muchos suelos de más altos grados de compactación para menores energías, respecto a la pruebas tradicionales; sin embargo, parece ser que estas interesantes investigaciones se interrumpieron antes de conducir a conclusiones de carácter definitivo.

En la Fig. IV-7 se presentó un hecho fundamental que rige los procesos de compactación de laboratorio en pruebas dinámicas. A energía creciente, se

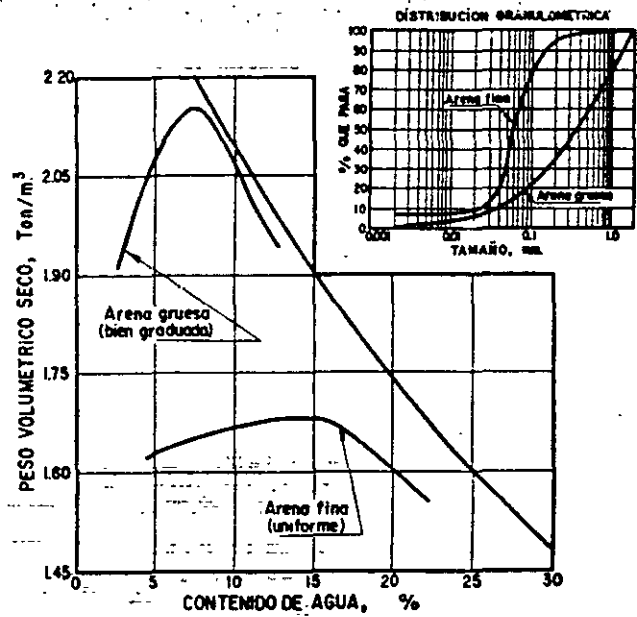


Figura IV-26. Curvas de compactación para dos arenas de diferente granulometría con la misma energía de compactación (Ref. 34).

obtiene mayor peso volumétrico seco máximo a contenido de agua óptimo decreciente. Al comparar las diferentes curvas de compactación de la Fig. IV-7 se puede ver también que arriba de la humedad óptima un fuerte aumento en la compactación tiene muy poco reflejo en el peso volumétrico seco logrado, en tanto que abajo del contenido óptimo de agua, es muy considerable el efecto del aumento de la energía de compactación.

La Fig. IV-26 (Ref. 34) ilustra el efecto del tipo de suelo (en este caso la granulometría) en los resultados de la compactación lograda en dos arenas diferentes; en ambos casos se usó la prueba británica estándar.

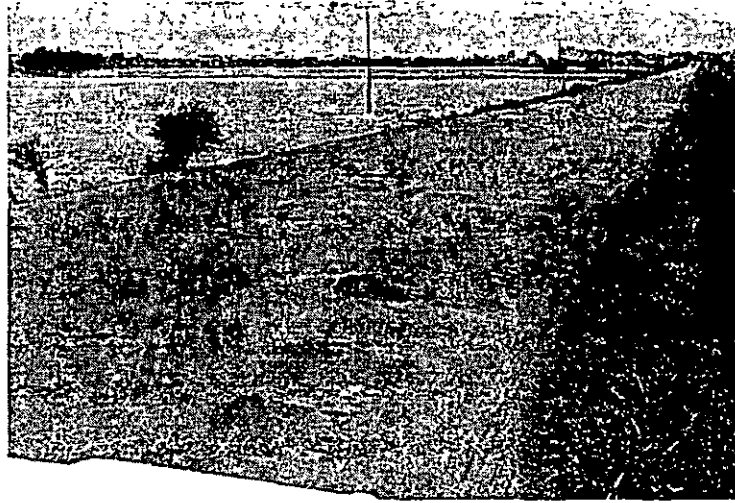
Nótese la ventaja de la arena bien graduada, en la que las partículas finas pueden acomodarse en los huecos entre las grandes.

La influencia del contenido de partículas gruesas en la muestra de suelo fue investigada por Maddison (Ref. 35), quien encontró que la mezcla de 25% de cualquier agregado de un solo tamaño, hasta 2.5 cm, tiene poco efecto en la compactación del conjunto de suelo, pero porcentajes mayores de ese mismo tamaño hacen decrecer con rapidez los pesos volumétricos alcanzados, y cuando dicho porcentaje llega a ser 70%, el comportamiento del suelo es el de un conjunto de partículas gruesas del tamaño seleccionado.

La información respecto a la influencia del tipo de suelo puede complementarse si se analiza la Fig. IV-27 (Ref. 15), en la que se presentan curvas de compactación para 8 diferentes suelos, compactados con la prueba Proctor (AASHTO) estándar.

En la Fig. IV-28 (Ref. 34) se muestran resultados del secado y humedecimiento de una arena arcillosa compactada con la prueba británica estándar de im-

Evaluación del estado del pavimento.



Objetivos de la evaluación.

Obtener periódicamente información necesaria y suficiente del camino, para determinar la evolución del comportamiento y velocidad de degradación del pavimento a través del tiempo, con lo que se podrán programar las acciones de conservación o rehabilitación en forma oportuna.

Inspección visual y delimitación previa de tramos

- Datos generales del camino.

Datos generales del camino.

- Descripción del tramo
 - Localización
- Antecedentes de construcción.
 - Fecha de construcción
 - Ampliaciones.
 - Modificaciones.
- Trabajos de conservación
 - Riegos de sello.
 - Sobrecarpetas.
 - Rehabilitaciones
- Características geométricas del camino.
 - Ancho de corona
 - Ancho de acotamientos
 - Número de carriles

Datos generales del camino.

- Topografía.
 - Plana.
 - Lomerío.
 - Montañosa.
- Geología
 - Provincia fisiográfica.
 - Tipo de rocas y suelo
- Clima.
 - Temperatura máxima.
 - Temperatura mínima.
 - Precipitación pluvial.
 - Periodo de lluvias.
- Obras de drenaje y subdrenaje.
 - Tipo de obras existentes.
 - Condiciones físicas.
 - Sitios donde se requieren.

Formato para recorrido general

Aspecto	Kilometraje
Topografía	
Geología	
Drenaje Superficial General	
Drenaje del camino	
Subdrenaje	
<i>Num. Carr.</i>	
A. Corona	
A. Calzada	
Acotamientos	
Altura máx. Corte	
Promedio Terraplén	
Secc. Tip. predominante	
Estado actual general de la superficie	
Ubicación de entronques y poblados	

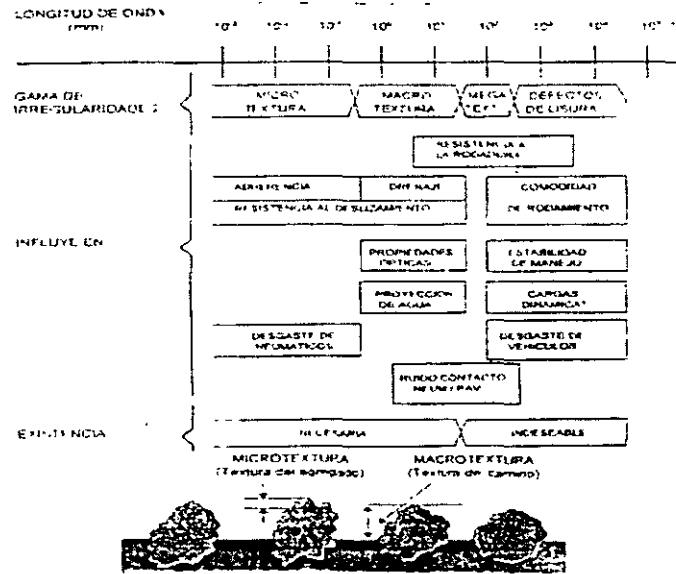
Auscultación de pavimentos flexibles.

- Características de la superficie de rodamiento.
- Levantamiento de daños.
- Medición de deflexiones.
- Exploración geotécnica y muestreo.
- Ensayes de campo.
- Ensayes de laboratorio.
- Análisis de información.

Características superficiales del pavimento.

- Regularidad superficial.
- Resistencia al deslizamiento o derrapamiento.
- Drenaje superficial.
- Permeabilidad.
- Resistencia al rodamiento.
- Consumos debidos al contacto Neumático-Pavimento.
- Propiedades reflejantes y de color.
- Proyección de agua al paso de los vehiculos.
- Ruido entre el contacto Neumático-Pavimento.

Influencia de las irregularidades en la interacción vehículo - carretera



Determinación de las características de la superficie de rodamiento.

- Índice de Servicio Actual (ISA) o Índice de Rugosidad Internacional (IRI)
- Resistencia al deslizamiento

Las características superficiales influyen en:

- Seguridad.
- Comodidad
- Tiempos de recorrido.
- Costos de operación.
- Dinámica de vehículos.

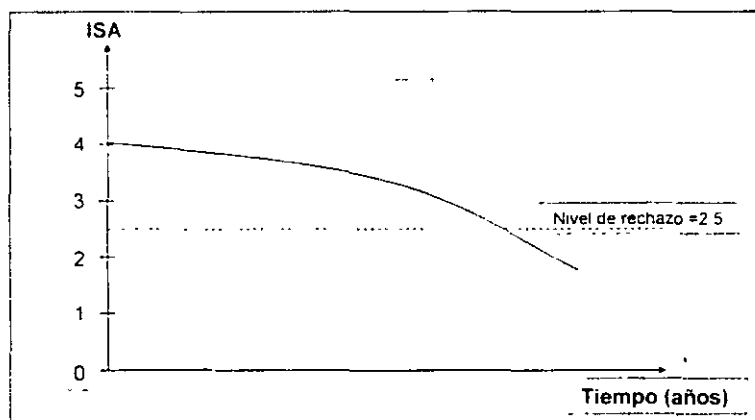
Las características superficiales están ligadas a las dimensiones de las irregularidades, clasificadas como:

		Dimensiones (mm)	
		Horizontales	Verticales
Microtextura		0.0 – 0.5	0.0 – 0.2
Macrotextura		0.5 – 50.0	0.2 – 10.0
Megatextura		50.0 – 500.0	1.0 – 50.0
Rugosidad	Ondas cortas	0.5 – 5.0	1.0 – 20.0
	Ondas medias	5.0 – 15.0	5.0 – 50.0
	Ondas largas	15.0 – 20.0	10.0 – 20.0

- La escala del ISA, de acuerdo al criterio AASHTO es:

- 0 – 1 Muy malo.
- 1 – 2 Malo.
- 2 – 3 Regular
- 3 – 4 Bueno.
- 4 – 5 Muy bueno.
- 5 Excelente.

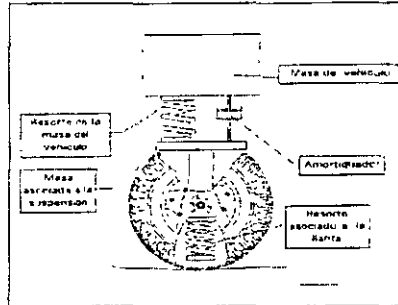
Evolución del ISA vs tiempo.



- Nivel de rechazo: Valor de la calificación para la cual la carretera deja de ser funcional

Indice de Rugosidad Internacional (IRI).

- IRI es el promedio de la diferencia de la relación desplazamiento relativo vertical entre el recorrido horizontal de las dos masas involucradas, al recorrer el perfil medido del camino.
- Se basa en la respuesta dinámica de un modelo matemático conocido como "cuarto de carro (cc)", al perfil del camino.
- El modelo es un sistema de dos grados de libertad que modela un monociclo con parámetros definidos e invariables.



$$IRI = \frac{\sum_{n=0}^{n-1} \delta v m_1 - \delta v m_2}{dH} \cdot n$$

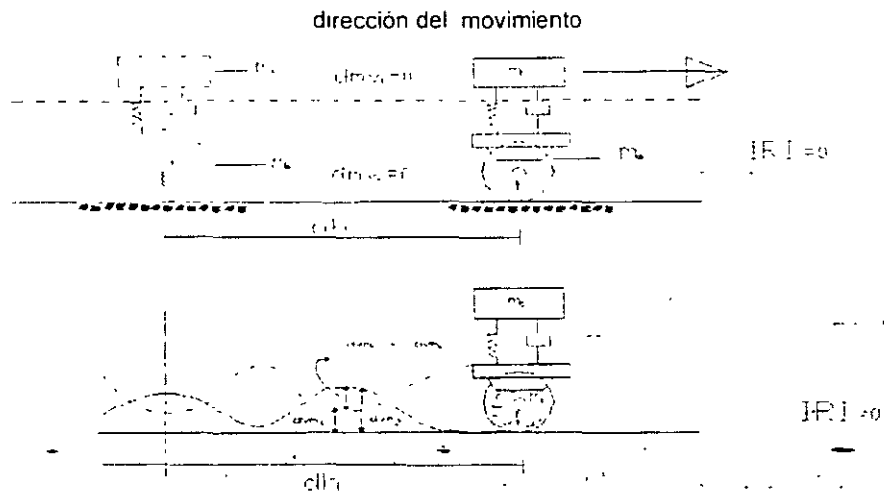
donde:

$\delta v m_1$ = Desplazamiento vertical de m_1

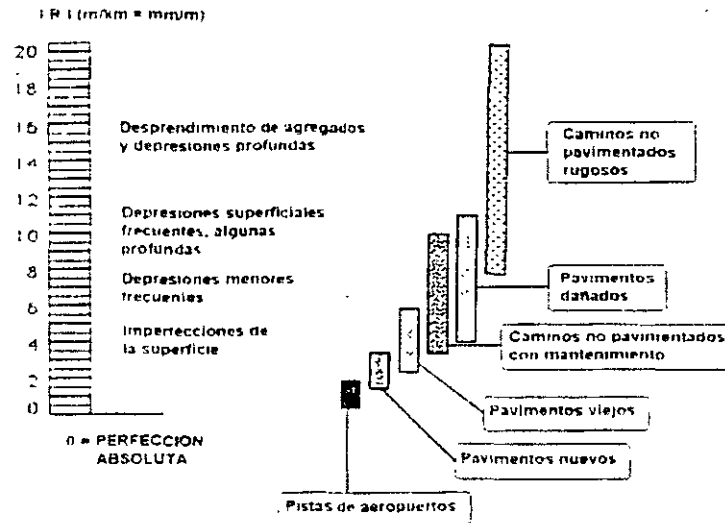
$\delta v m_2$ = Desplazamiento vertical de m_2

dH = Desplazamiento Horizontal

n = Número de datos



Escala de valores de IRI y las características de los pavimentos .



Uso del IRI para la conservación de carreteras.

- Los tramos con IRI entre 0 y 3 requieren conservación rutinaria
- Los tramos con IRI entre 3 y 5 requieren estudios para programar los trabajos de conservación a corto plazo.
- Los tramos con IRI mayor de 5 requieren estudios de evaluación para determinar los trabajos de rehabilitación del pavimento.

Equipos para medir el IRI.

- Perfilómetros
 - Estáticos
 - Dinámicos
- De respuesta dinámica.

Equipo Mays Rider Meter .

Mide la respuesta dinámica, obteniéndose factores de correlación con la respuesta dinámica teórica del cuarto de carro.



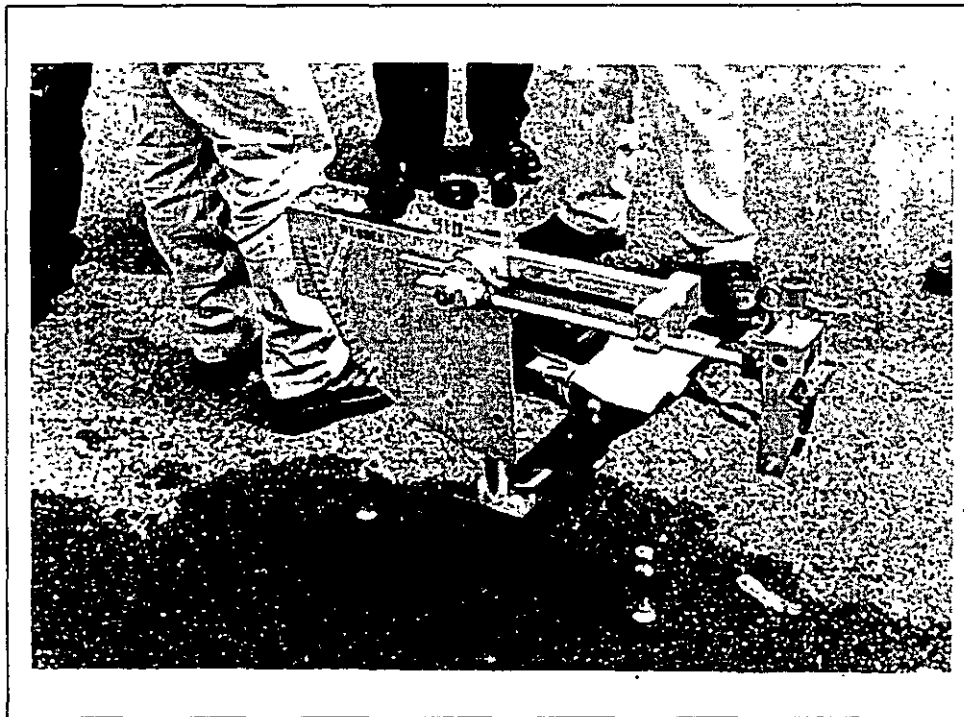
Resistencia al deslizamiento.

- Influye en la adherencia neumático - pavimento.
- Influye en la seguridad de circulación.
- Se evalúa con el coeficiente de fricción o analizando la macrotextura.
- Medición del coeficiente de fricción.
 - Pendulo de fricción.
 - Equipos remolcados.

Pendolo de fricción.

- Mide indirectamente el grado de rugosidad de la microtextura.
- Los resultados son de escasa utilidad por ser puntuales.
- Escala de resultados.

< 0.50	Malo
0.51 – 0.60	Malo – Regular
0.61 – 0.80	Regular
0.81 – 0.90	Bueno - Regular
> 0.90	Malo

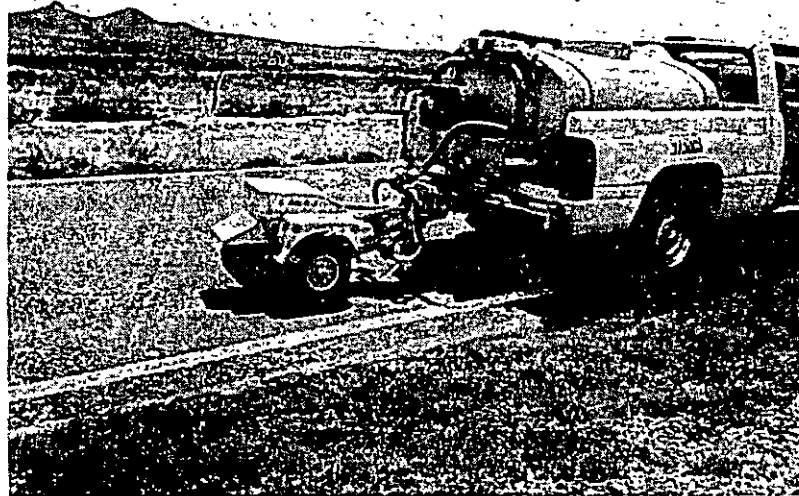


Equipos remolcados.

- Rueda oblicua.
- Rueda bloqueada.
- Rueda parcialmente bloqueada, con grado de deslizamiento fijo
- Rueda parcialmente bloqueada, con grado de deslizamiento variable.

- En las Normas de la Normativa SCT se pide para carpetas de concreto asfáltico nuevas que el coeficiente de fricción medido con equipo Mu-Meter en superficie mojada, a velocidad de 75 km/h sea mayor de 0.60
- Un pavimento en condiciones aceptables de circulación puede tener coeficiente de fricción entre 0.40 y 0.90.

Equipo Mu - Meter.



Medicion de la textura.

- Método volumétrico (circulo de arena). Mide la macrotextura (rugosa o lisa)
- Drenaje superficial (drenómetros)
- Determinación del perfil.

Levantamiento de daños.

- Se efectua a pie mediante inspección visual, en cada carril de circulación por cada kilómetro.
- Se identifican y tipifican
- Se mide profundidad de rodera.
- Levantamiento de daños.
- Se determina extensión, severidad e intensidad de los daños.

Levantamiento de daños.

- Severidad se clasifica en:

	Calificación
Muy ligera	1
Ligera	2
Moderada	3
Severa	4
Muy Severa	5

- Intensidad (porcentaje del área dañada):

Esporádica	<10% del área
Aislada	10 a 20% del área
Frecuente	20 a 50% del área
Muy frecuente	50 a 80% del área
Total	80 a 100% del área

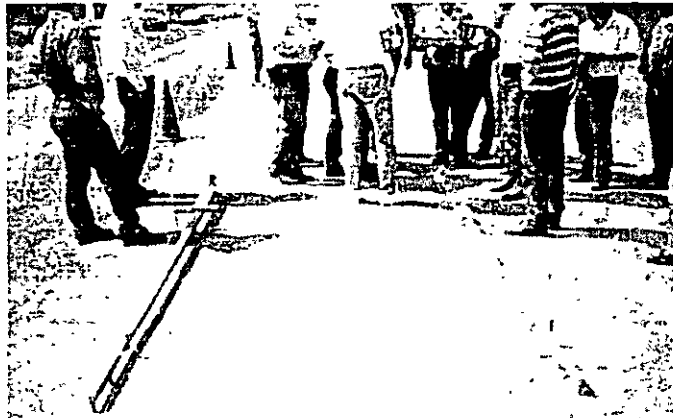
Equipo de medición

- Viga Benkelman
- Camión lastrado con carga en el eje sencillo trasero de 18,000 lb (8.2 ton), las llantas tendrán presión de inflado = 5.6 kg/cm².
- Medidor de presión de llantas.
- Medidor superficial de temperatura para trabajo rudo.

Procedimiento

- Se mide el rebote elástico con la Viga
- Se mide la temperatura de la carpeta en tres sitios del tramo de medición y se registra la temperatura del medio ambiente.
- Con calas en el pavimento se mide el espesor de la carpeta.

Medición con Viga Benkelman

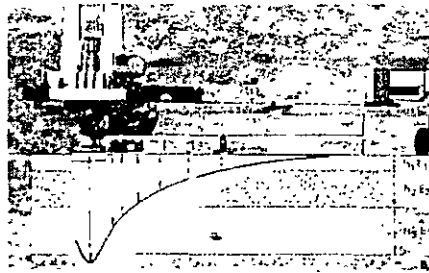


Cuidados durante las mediciones con viga Benkelman

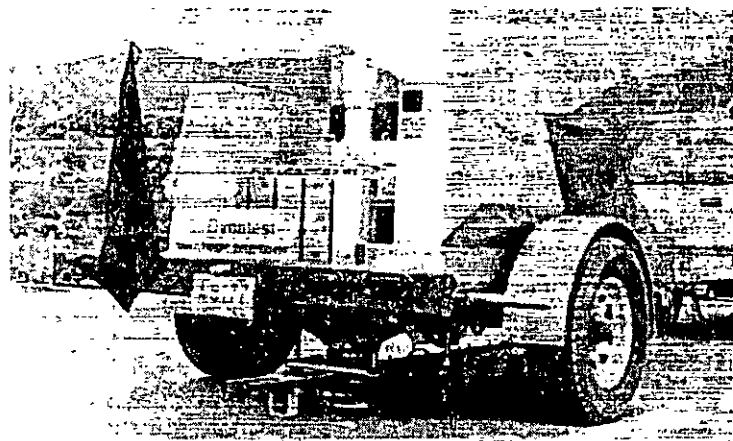
- No medir en superficie agrietada
- No medir en curvas
- No medir donde existan obras de brenaje

Equipos de impactos (Deflectómetros).

- Determinan deflexiones y cuenca de deformación del pavimento.
- El equipo consta de sensores (geófonos) colocados a lo largo de una barra.
- Los sensores registran las deflexiones producidas por una carga aplicada mediante impacto, sobre una placa de 30 a 45 cm de diámetro.



Dynatest.

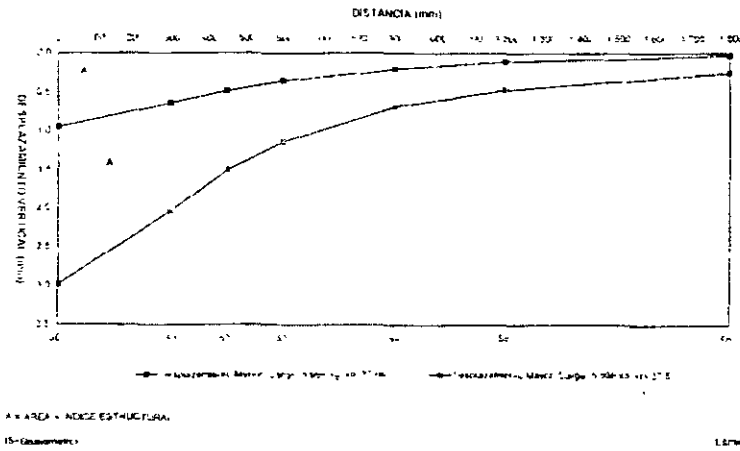


Características de los equipos de impactos.

Equipo	Peso (Kg)	Altura de caída (cm)	Diámetro de placa (cm)	No de sensores
Dynatest	Una sola pesa 5 a 3,000	20 a 38.1	30	7
KUAB	Dos pesas 557 a 7,223	Diferente por cada pesa	30	5
Phoenix	Una sola pesa 25,000 máx		30	9

Información obtenida.

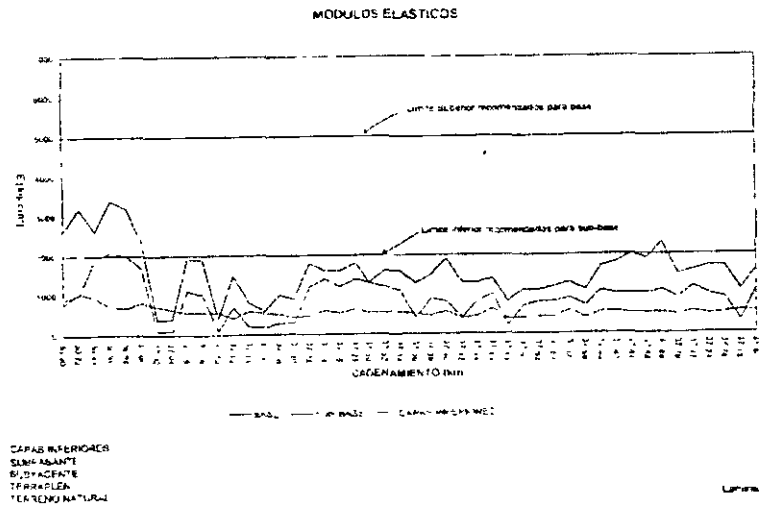
CURVAS TÍPICAS DE DESPLAZAMIENTOS VERTICALES



Comparación de resultados de equipos estáticos y equipos dinámicos. (km 40 al km 50 carr. Puebla - Huajapán de Leon)

Equipo	$\delta_{\text{promedio}} \times 10^{-3} \text{ plg}$ Empleando carga 6,274 km	Desviación estandar ($\times 10^{-3} \text{ plg}$)
Viga Benkelman	33.70	8.38
Dynatest	33.00	9.37
KUAB	38.38	11.37

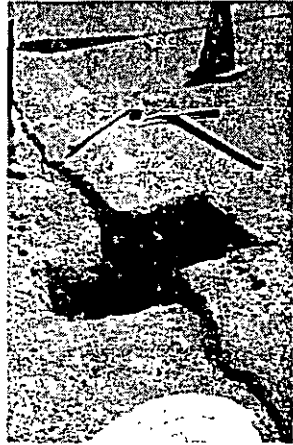
Información obtenida. en el momento del ensayo



Exploración geotécnica y muestreo.

- Finalidad. Obtener espesores, tipo de materiales, calidad y características mecánicas de los materiales
- Tipos de exploración.
 - Trincheras
 - Pozos a cielo abierto
 - Calas
- Pozos a cielo abierto

Son excavaciones de 1.50 x 1.50 m, hechas con pico y pala sobre el pavimento, con profundidad hasta llegar 20 cm dentro del cuerpo de terraplén o terreno natural.



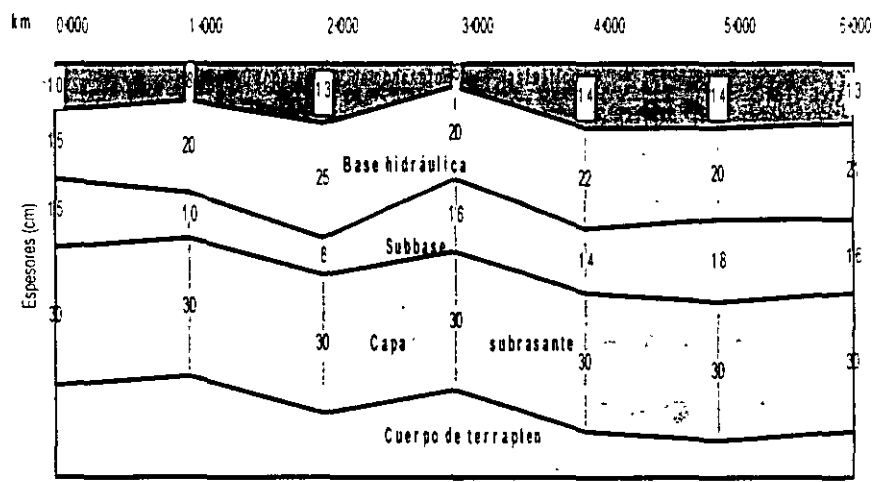
- Calas

- Se realizan a cada 500 m. Se pueden espaciar a mayor distancia si los materiales son homogéneos.

- En cada sondeo se obtiene espesor, peso volumétrico y muestra de material para enviarlas al laboratorio.

Son excavaciones que se hacen sobre el pavimento principalmente para determinar espesores y tipo de materiales.

Perfil estratigráfico



Ensayes de campo

Prueba de placa

• Valuan.

- Capacidad portante (valor soporte) de subrasante, subbase y en ocasiones del pavimento completo. Corresponde a la carga necesaria para producir una deflexión de 5.1 mm (carreteras) y 12.5 mm en aeropistas.
- Módulo de reacción (k) de la subrasante. Es la presión que ha de transmitirse a la placa para producir una deformación prefijada $k = P/A$ (kg/cm³)

• Procedimiento

- Se carga una placa circular apoyada en el suelo por probar.
- Se mide las deflexiones finales correspondientes a los distintos incrementos de carga utilizados éstas se miden

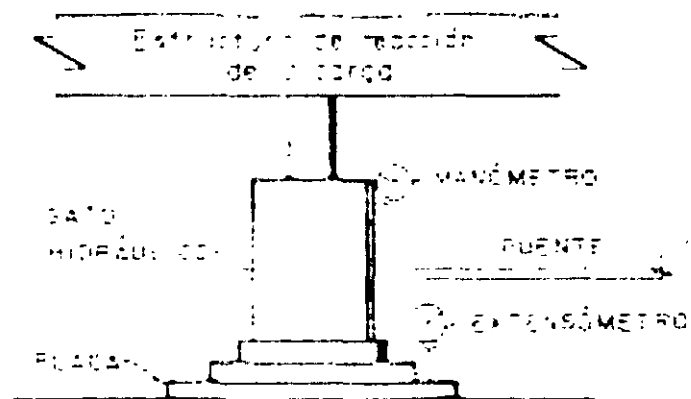
• Equipo y materiales

- Gáto hidráulico con capacidad de 20 ton.
- Elemento de reacción para aplicar cargas de 10 ton en (carreteras) y 20 ton en (aeropistas)
- Placas circulares con espesor de 25.4 mm y diámetros de 15.2, 20.3, 25.4, 30.5, 45.7, 55.9, 66.0 y 76.2 cm las cuatro primeras se usan en carreteras, los demás en aeropuertos
- Extensómetros
- Viga o barra para montarlos de 5.5 m de longitud
- Cronómetro
- Nivel de burbuja
- Yeso para modelar
- Arena fina

• Ejecución de la prueba

- Preparación del sitio excavado a la profundidad de prueba
- Afinación de la superficie con arena y yeso
- Colocación de las placas debidamente niveladas
- Colocación de extensómetros sobre la placa de mayor diámetro
- Instalación del gato y el elemento de reacción lastrado
- Aplicación de dos cargas previas
 - 1ª. La carga de reacomodos para producir asentamiento entre 0.25 y 0.51 mm
 - 2ª. Se descarga el gato y se aplica $\frac{1}{2}$ de la carga de reacomodo y se libera la presión
- Se aplica carga necesaria para producir un asentamiento aproximado de 1 mm, se registra la carga y se sostiene hasta que la velocidad de la deformación se mantenga durante 3 mm x min.

Prueba de placa



Prueba de CBR en el lugar.

- **Se determina en:**

- Terracerías compactadas
- Subrasante de materiales finos con $G_w > 80\%$

- **Procedimiento.**

- Preparación del sitio de prueba emparejando la superficie eliminando partículas > 2 cm y colocando una tela húmeda.
- Colocación del vehículo en piezas de madera apoyadas en el terreno.

- **Procedimiento**

- Retiro de manta húmeda. Colocación de placa de 4.54 cm y encima las placas con sobrecarga que equivalgan al peso de las capas del pavimento.
- Instalación del equipo portátil y extensómetro en forma vertical, pasando la aguja entre los orificios de las placas hasta tocar la superficie del terreno.
- Se aplica una carga inicial no mayor de 10 kg y se toma la lectura del extensómetro.
- Se aplica la carga a una velocidad uniforme de apróx 1.27 mm/min, anotando las cargas necesarias para penetrar 1.27, 2.54, 3.81, 5.08 y 7.62 mm.

• Procedimiento

- Se obtiene una muestra hasta 2.5 cm de profundidad y se determina el contenido de agua.
- Se representan gráficamente los valores determinados.
- En caso de ser necesario se hace la corrección respectiva.
- Se calcula el CBR con la siguiente expresión:

$$\text{CBR} = (C \ 2.54/1,360) \times 100$$

C 2.54 = carga correspondiente a la penetración de 2.54 mm, en kg.

• Equipo y materiales

- Gato mecánico o hidráulico de 4.5 ton.
- 2 anillos calibrados de 900 y 3,000 kg c/u.
- Base ajustable al gato con A= 19.35 m².
- Placa circular de acero = 25.4 cm con diámetro de 25.4 cm con orificio central de diámetro = 5.4 cm.
- Placas circulares de acero para sobrecarga de diámetro (d) 15.4 cm, w= 3 kg y orificio central de d = 5.4 cm
- Extensómetro con carrera de 2.54 cm y aproximación de 0.01 mm.
- Bloque o elemento rígido para apoyo del extensómetro
- Vehículo lastrado con w= 3,000 kg mínimo.
- Cronómetro o reloj.

Ensayes de laboratorio

- A las muestras de material obtenido en la exploración se les realizará las siguientes pruebas.

CAPA	ENSAYE:
Terracerías	Contenido de agua natural Límites de consistencia Granulometría CBR estándar Clasificación SUCS
Subbase	Contenido de agua natural Límites de consistencia Granulometría
Base	CBR estándar Equivalente de arena Clasificación SUCS
Carpeta	Granulometría Contenido de asfalto

Los resultados se representan en el siguiente formato:

SONDEO	KMA KM	CAPA	ESPEJOR	% G	% F	LL %	Ip %	EA %	CBR %	Gc %	W %	SUCS
--------	-----------	------	---------	-----	-----	------	------	------	-------	------	-----	------

Análisis de datos y cálculo de deflexiones

Análisis de datos:

- Se recomienda preparar un larguillo con la información siguiente para facilitar el análisis de los datos recabados.

K31				
ALTIMETRIA	CORTE			
PROMEDIO	TERRAPLEN			
ESTADO	BUENO			
ACTUAL DE LA SUPERFICIE	REGULAR			
	MALO			
ISA	1			
	2			
	3			
	4			
	5			
ESPESOR DE CAPA (cm)	10			
	20			
	30			
	40			
	50			
DEFLEXION x 10 ⁻³ PULGADAS	1			
	2			
	3			
	4			
	5			
DATOS	CARRIL IZQ.			
	CARRIL DER.			

Cálculo de deflexiones

- Método del Instituto Norteamericano del Asfalto.
- Método de California.

Método de California

$$\delta c = P_{80} = \begin{array}{l} \text{Limite real} \\ \text{inferior del} \\ \text{intervalo de} \\ \text{clase que} \\ \text{contiene a Z} \end{array} + \left(\frac{Z - \Sigma f_{i-1}}{f_i} \right) C$$

Donde:

$$Z = 0.80 \Sigma f$$

f_i = Frecuencia del intervalo de clase que esta antes de f_i

f_{i-1} = Suma de frecuencia de los intervalos de clase que estan antes de f_i

Datos necesarios:

Rango = Valor max. deflex - Valor min. Deflex.

Población = Num. Total de mediciones = Σf

Moda = Valor de deflexión con mayor frecuencia

Intervalo de clase = Se escoge al azar de 5 a 20

$$\text{Tamaño del intervalo} = \frac{\text{Rango}}{\text{Intervalo de clase}} = C$$

EJEMPLO :

Datos acomodados del menor al mayor (ya corregidos por r y tem)

Deflexión	Frecuencia
36	1
37	1
40	2
41	1
42	1
43	3
44	2
45	3
46	6
47	4
48	5
49	8

Deflexión	Frecuencia
50	2
51	7
52	5
53	2
55	4
56	3
57	1
59	2
61	2
65	1
Σf	66

1. Intervalo de clase = 5

$$\text{Rango} = 65 - 36 = 29$$

$$\text{Moda} = 49$$

$$\text{Población} = 66$$

$$C = \frac{29}{5} = 6$$

Empezamos a restar y a sumar a partir de la moda

$$\frac{6}{2} - \text{moda} + \frac{6}{2} \quad 46 = 3 - 49 + 3 = 52$$

$$\delta = P_{80} = 52 + \frac{52.8 - 51.0}{10} \times 6 \quad \delta = 53.08$$

En forma grafica

$$\delta_c = 52.9$$

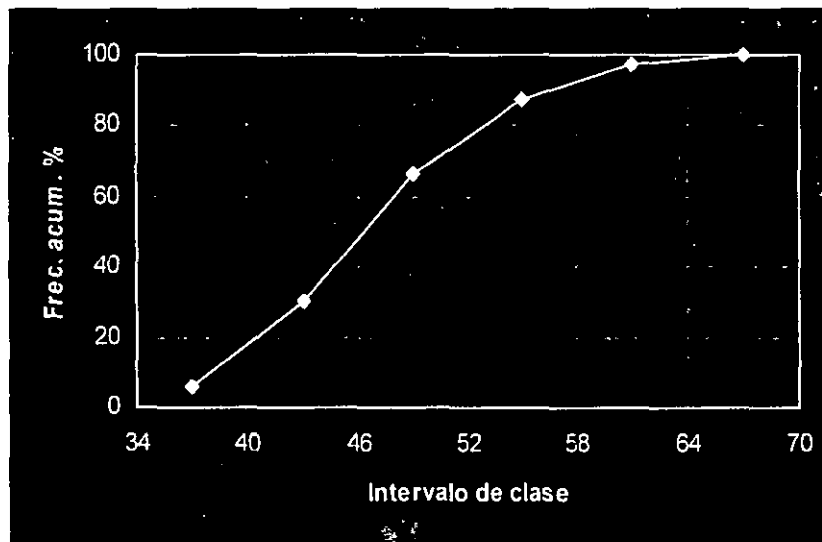
Intervalo de clase	f	f _{ACUM}	F _{RELATIVA ACUM}
34 - 40	4	4	6.06
40 - 46	16	20	30.30
46 - 52	31	51	77.27
52 - 58	10	61	92.42
58 - 64	4	65	98.48
64 - 70	1	66	100.00

$$Z = 0.80 (66) = 52.8$$

$f_i = 10$ (ya que 52.8 esta entre 52 y 58)

52 = Limite real inf. del intervalo de clase que contiene a Z

$f_{i-1} = 51$ (porque esta antes de f_i)



Nivel de agotamiento estructural

Tiempo en el cual el pavimento termina la vida útil

Se determina calculando la vida remanente

COSTO INICIAL

CI se refiere al costo inicial, incluye:

- Cantidades de obra.
- Precios unitarios.

COSTOS DE CONSERVACION.

Corresponde a las estrategias de conservación para llevar al horizonte de proyecto el pavimento. Los trabajos pueden ser:

- Riegos de sello.
- Renivelaciones.
- Sobrecarpetas.
- Recuperación de pavimentos.
- Formación de nuevas capas.

IV. PROYECTO DE REHABILITACION.

- Análisis económico.
- Elección de la opción óptima.
- Acabado superficial (Índice de perfil y coeficiente de fricción)
- Especificaciones.
- Procedimiento de construcción.
- Proyecto ejecutivo.

ANALISIS ECONOMICO

- Se requiere determinar :

$$C_T = C_I + C_C + C_{OP} + C_R$$

C_T = Costo Total

C_I = Costo Inicial.

C_C = Costo de Conservación

C_{OP} = Costo de Operación.

C_R = Costo de Rescate.

COSTO DE RESCATE

- Se refiere al costo que tendrá el pavimento una vez que haya llegado al horizonte de proyecto.
- En general puede obtenerse como un porcentaje del costo inicial de la obra

El análisis de costos puede hacerse a valor presente neto ó a valor futuro

- Valor presente neto. El costo se trae a precio actual (VPN)
- Valor futuro (VF). El costo se lleva a futuro.
- Se utiliza la ecuación:

$$VPN = \frac{CA}{(1+r)^n}$$

$$VF = CA (1+r)^n$$

CA = Costo Actual.

r = Tasa de actualización

n = Año

COSTOS DE OPERACIÓN (COV)

- Se refiere a los costos del transporte:
- COV está relacionado con el estado superficial de la carretera y con la geometría del camino.
- Entre peor sea la condición superficial del camino, más baja es la velocidad de tránsito y más altos los costos de transporte.
- La relación entre la condición de la superficie y de los COV, se efectúa a través del ISA ó IRI.

COSTOS DE OPERACIÓN (COV)

- La relación entre COV y la geometría del camino requiere:
 - pendiente del camino,
 - curvatura,
 - velocidad de operación,
 - TDPA y tipo de vehículos,
 - características de los vehículos,
 - etc.
- Para obtener la relación entre COV e IRI se requiere conocer:
 - Estrategias de conservación.
 - Modelo de deterioro (curvas deterioro ó degradación).

EJEMPLO :

Carretera : San Luis Potosí - Saltillo
 Tramo : San Luis Potosí - Matehuala
 Km : 0+000 – 187+000
 Origen : San Luis Potosí, S.L.P.

- Ancho de corona : 10.50 m
- TDPA : 10,000 vehículos (ambos sentidos)
- Composición vehicular:
 A = 63 %, B = 6 %, C = 31 %
- Tsa de crecimiento promedio anual = 5 %
- Horizonte de proyecto = 30 años
- Velocidad de proyecto = 110 km/h
- Tasa de actualización = 7 %

ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO Y ESTRATEGIAS DE CONSERVACION

PAVIMENTO	CAPA	ESPESOR (cm)	CONSERVACION
Rigido	Losa de concreto hidráulico	28	Cada 3 años sellado de juntas
	Base estabilizada con 4.5 % de cemento Portland (BTC)	20	Cada 2 años reposición de losas
Flexible	Carpeta de concreto asfáltico	10	Cada 5 años riego de sello
	Base hidráulica	25	Cada año bacheo de carpeta y base en 40 m ² para 6000 m ²
	Subbase	20	Cada 15 años fresar 2.5 cm y colocar sobrecarpeta de 10 cm

DATOS DE COSTOS BÁSICOS

CONCEPTO	PAVIMENTO FLEXIBLE (\$)	PAVIMENTO RIGIDO (\$)
Losa de concreto hidráulico		340/m ³
Base estabilizada con 4.5 % de cemento portland (BTC)		481/m ³
Carpeta de concreto asfáltico colocada	600/m ³	
Base hidráulica	200/m ³	
Subbase	171/m ³	
Riego de sello	531/m ³	
Fresado (Rotomil)	53 1 11/m ³	
Sellado de juntas		101/m ³
Reposición de losas		400/m ³
Bacheo de carpeta y base	62 40/m ³	

COSTOS INICIALES (CONSTRUCCION)

CAPA	ESPESOR (m)	PRECIO UNITARIO/m ² (\$)	PRECIO UNITARIO/m ² (\$)	COSTO/m ² A VALOR FUTURO (30 años) (\$)
PAVIMENTO RIGIDO				
Losa de concreto hidraulico	0.28	340	95.20	724.687
BTC	0.20	48	9.60	73.0776
TOTAL			104.80	797.76
PAVIMENTO FLEXIBLE				
Carpeta de concreto asfaltico	0.10	600	60	456.735
Base hidraulica	0.25	200	50	380.613
Subbase	0.20	17	3.40	25.88
TOTAL			113.40	863.228

COSTOS DE CONSERVACION Y REHABILITACION

CONCEPTO	ESPESOR (m)	COSTO UNITARIO/m ² (\$)	COSTO UNITARIO/m ² (\$)	COSTO/m ² A (30 años) (\$)
PAVIMENTO RIGIDO				
Sello de juntas		10	0.05	1.80
Reposicion de losas (similar al bacheo de pavimento flexible)	0.28	400	0.75	40.36
Total			0.80	42.16
PAVIMENTO FLEXIBLE				
Riego de sello (T. Max = 3/8")	0.0095	53	0.503	11.58
Fresado de carpeta (Rotomil)	0.025	53.11	1.33	3.66
Bacheo de carpeta + base 40 m2 por 6000 m ²	0.50	62.40	0.208	21.06
Sobrecarpeta	0.10	600	60	456.735
Total			62.01	493.04

COSTO DE OPERACION

COSTO UNITARIO/KM ENTRE LOS AÑOS														COSTO TOTAL/M ² A 30 AÑOS		
PAVIMENTO FLEXIBLE																
0-2	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14	14-15	15-16	16-18	18-20	20-22	22-24	24-26	26-28	28-30	1'014.421.07
2.995	3.163	3.290	3.478	3.710	4.02	4.537	3.478	3.561	3.620	3.725	3.823	3.973	4.125	4.350	4.651	
PAVIMENTO RIGIDO																
0-2	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14	14-15	15-16	16-18	18-20	20-22	22-24	24-26	26-28	28-30	816.132.70
2.870	2.890	2.920	2.990	3.07	3.163	3.308	3.422	2.840	2.890	2.990	3.090	3.190	3.320	3.478		

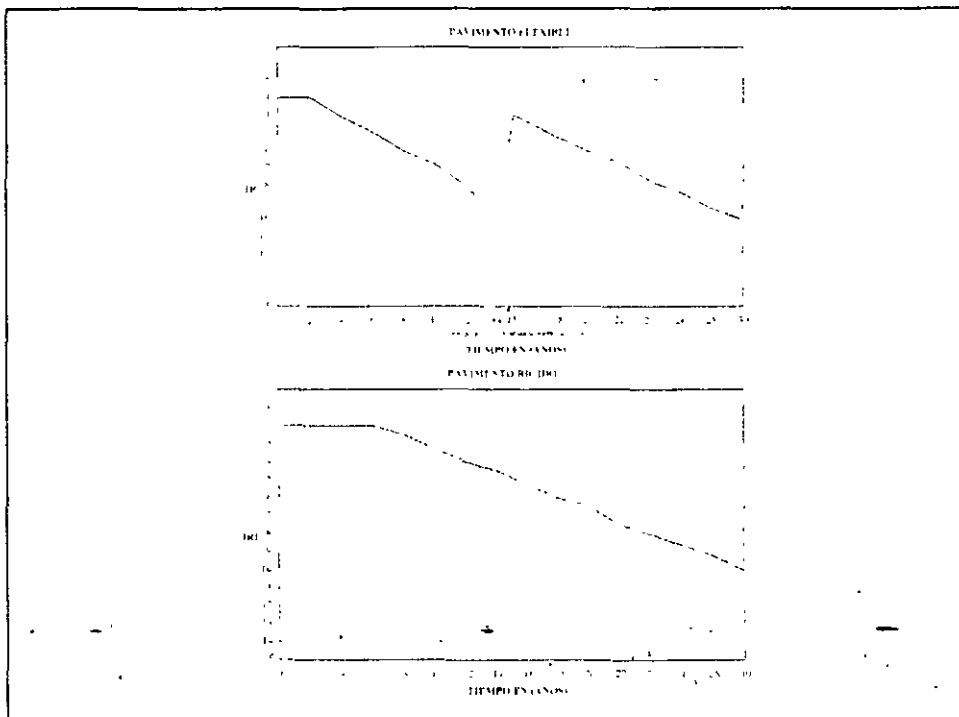
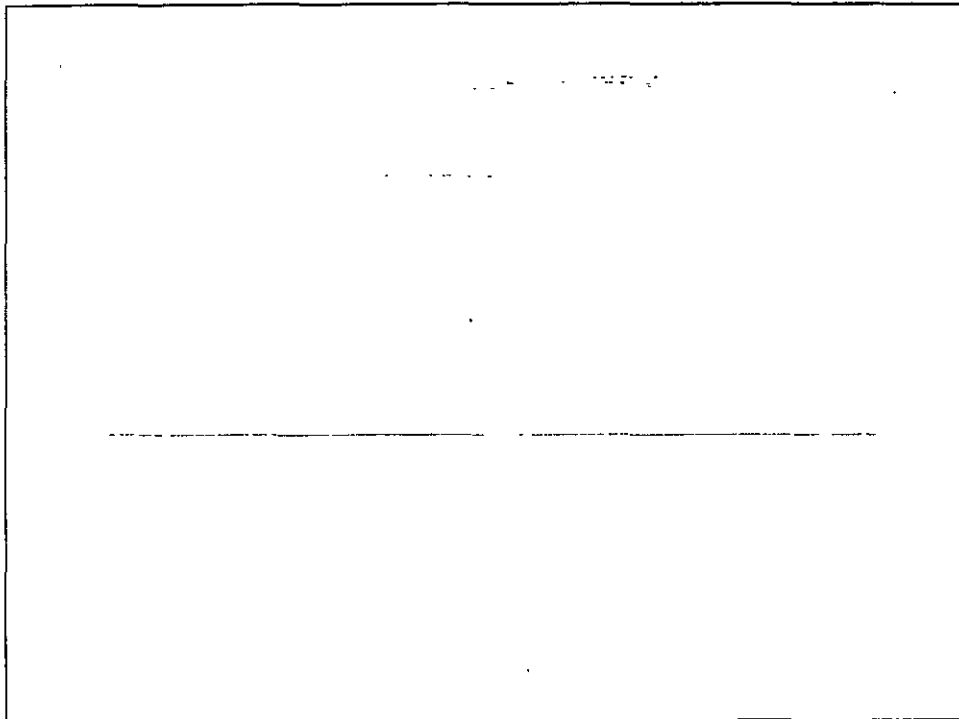
COSTO TOTAL A 30 AÑOS

COSTO DE CONSTRUCCION/m ² (\$)	COSTO DE CONSERVACION/m ² (\$)	COSTO DE OPERACION/m ² (\$)	COSTO TOTAL/m ² (\$)
PAVIMENTO RIGIDO			
797.76	42.16	816.132.70	816.972.62
PAVIMENTO FLEXIBLE			
863.228	493.04	1'014.421.07	1'015.777.34

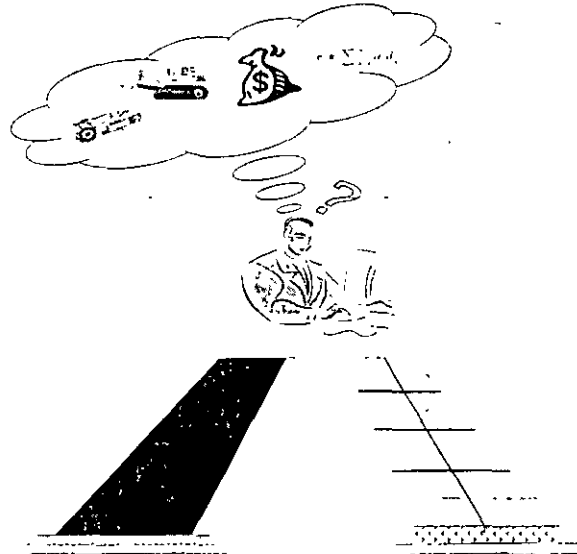
**COMPARACION DE COSTOS TOTALES A FUTURO (30 AÑOS)
DE PAVIMENTO RIGIDO Y FLEXIBLE**

COSTO/M ²		R*
PAVIMENTO RIGIDO	PAVIMENTO FLEXIBLE	
816,972.62	1'015,777.34	1.24

$$R = \frac{\text{COSTO DE PAVIMENTO FLEXIBLE}}{\text{COSTO DE PAVIMENTO RIGIDO}}$$



ELECCION DE LA OPCION OPTIMA.



LA ELECCIÓN DE LA OPCION OPTIMA ES FUNCIÓN DE :

- Aspecto técnico
- Aspecto económico

ACABADO SUPERFICIAL.

- Son las características que debe tener la superficie de rodamiento, como :
 - Regularidad superficial.
 - Resistencia al deslizamiento o derrapamiento.
 - Drenaje superficial.
 - Permeabilidad.
 - Resistencia al rodamiento.
 - Consumos debidos al contacto Neumático-Pavimento.
 - Propiedades reflejantes y de color.
 - Proyección de agua al paso de los vehículos.
 - Ruido entre el contacto Neumático - Pavimento.

ACABADO SUPERFICIAL.

- Estas características influyen en .
 - Seguridad.
 - Comodidad.
 - Tiempos de recorrido.
 - Costos de operación.
 - Dinámica de vehículos.

ACABADO SUPERFICIAL.

- Para la aceptación de la calidad de la superficie de rodamiento se emplea :

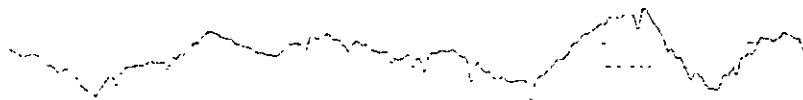
- El índice de perfil (IP).
- El coeficiente de fricción (M_u).

ACABADO SUPERFICIAL.

- Índice de Perfil :

$$IP \text{ (cm/km)} = \frac{\left| \sum \text{Protuberancias y depresiones que salen fuera de una banda de tolerancia del perfil} \right|}{d}$$

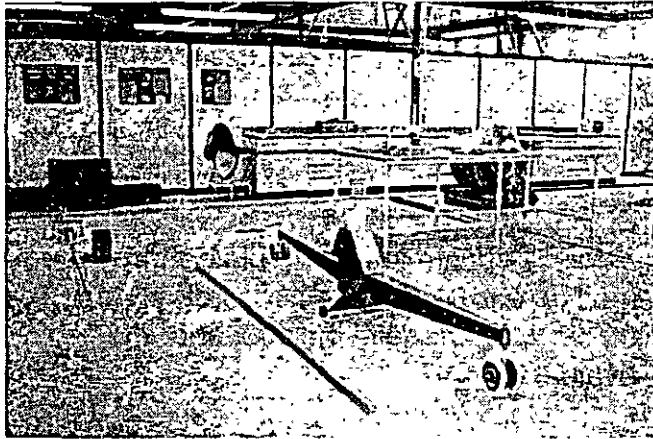
d = distancia recorrida



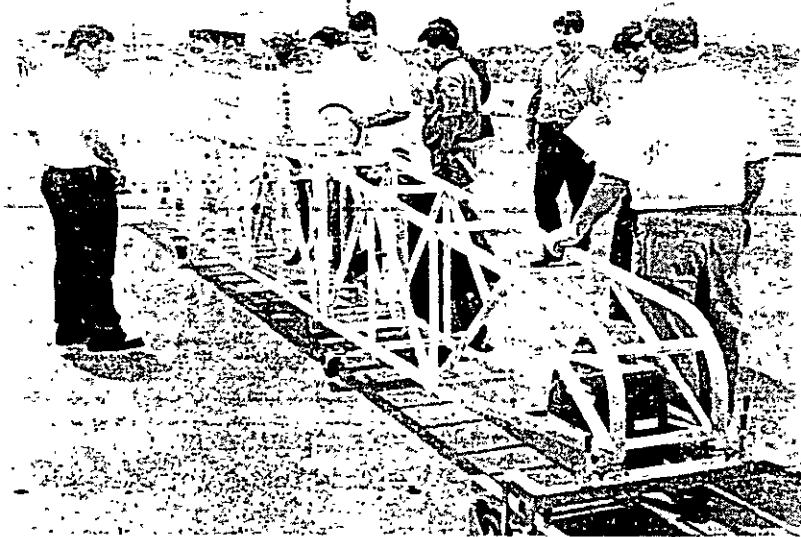
$$IP = \frac{1.4 + 5 + 6 + 4.5 + 6}{50 \text{ m}} = \frac{22.9}{0.05 \text{ km}} = 45.8 \text{ mm/km}$$

EQUIPOS PARA OBTENER EL IP

- Regla móvil de 3.0 m
- Perfilógrafo de California



EQUIPOS PARA OBTENER EL IP



• En las normas SCT se indica para carpetas de granulometría densa construida en un día de trabajo que:

- El IP = 14 cm/km máximo en un tramo de 200 m.
- La determinación de IP se hará dentro de las 48 h siguientes a la determinación de la compactación.
- El IP se determinará a partir de los 5 m de la carpeta asfáltica construida en un día de trabajo y será medido a lo largo de la línea imaginaria ubicada a $90 \text{ cm} \pm 20 \text{ cm}$ de la orilla exterior del carril a evaluar.

- Las mediciones serán divididas en secciones consecutivas de 200 m
- Cuando la longitud del tramo sea $< 200 \text{ m}$ se agrupará en el tramo inmediato que se construya el día siguiente
- Si $\text{IP} \leq 10 \text{ cm/km} \Rightarrow$ Estimulo

$$\text{IP promedio diario} = \frac{\Sigma \text{IP obtenidos al día}}{\text{No de IP}}$$

- Si el $\text{IP}_{\text{prom}} > 24 \text{ cm/km} \Rightarrow$ suspender la construcción de la CA y el contratista corregirá el defecto

CORRECCIÓN DE LA SUPERFICIE

- Cuando el IP de cada subtramo de 200 m todas aquellas áreas que presenten desviación del IP ≥ 1 cm en 7.5 m o menos serán corregidas
- Una vez corregido se deberá determinar el IP y si el IP de cualquier subtramo de 200 m > 24 cm/km, se deberá corregir.
- Cuando el IP de cada subtramo de 200 m esté entre 14.1 y 24 cm/km el contratista elegirá entre corregir ó recibir sanción.

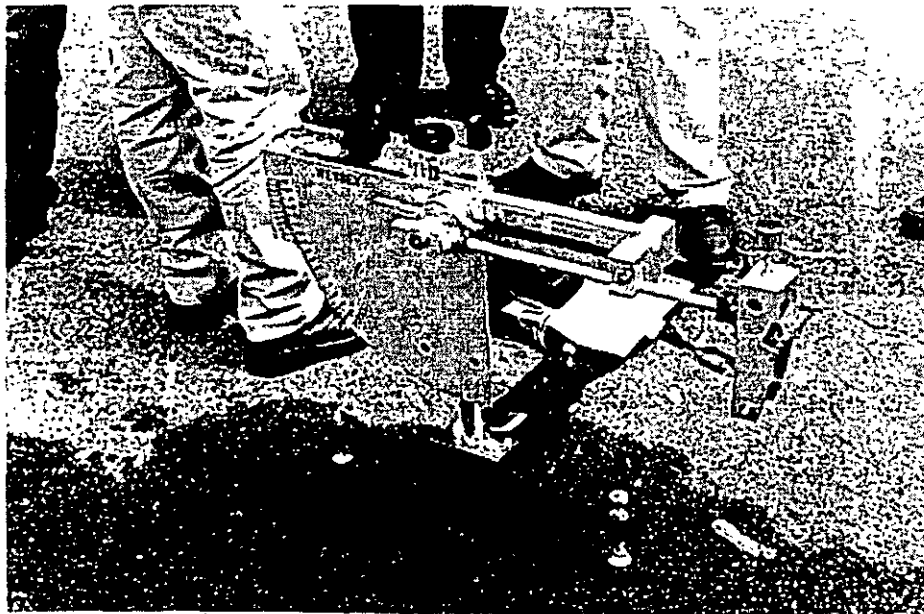
COEFICIENTE DE FRICCIÓN μ

- Influye en la adherencia neumático – pavimento.
- Influye en la seguridad de circulación.
- Se evalúa con el coeficiente de fricción o analizando la macrotextura.
- Medición del coeficiente de fricción.
 - Péndulo de fricción.
 - Equipos remolcados.

PENDULO DE FRICCIÓN.

- Mide indirectamente el grado de rugosidad de la microtextura.
- Los resultados son de escasa utilidad por ser puntuales.
- Escala de resultados.

< 0.50	Malo
0.51 – 0.60	Malo – Regular
0.61 – 0.80	Regular
0.81 – 0.90	Bueno - Regular
> 0.90	Malo

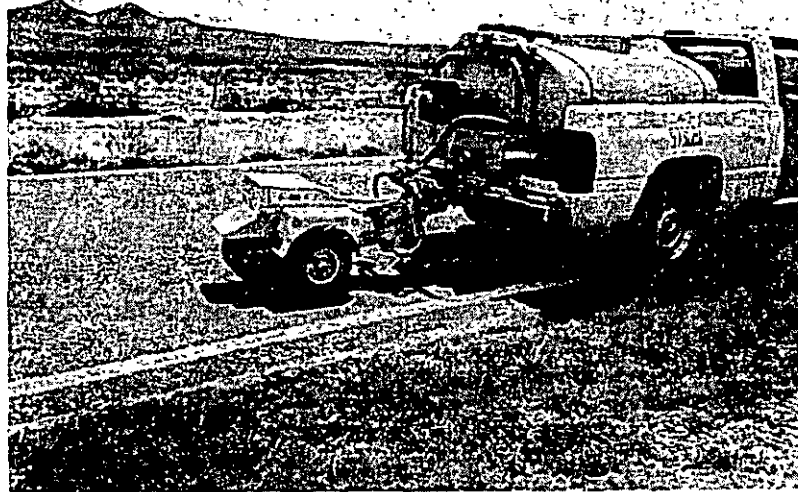


EQUIPOS REMOLCADOS.

- Rueda oblicua (Mu – Meter).
- Rueda bloqueada.
- Rueda parcialmente bloqueada, con grado de deslizamiento fijo
- Rueda parcialmente bloqueada, con grado de deslizamiento variable.

- En las Normas de la Normativa SCT se pide para carpetas de concreto asfáltico nuevas que el coeficiente de fricción medido con equipo Mu-Meter en superficie mojada, a velocidad de 75 km/h sea mayor de 0.60
- Un pavimento en condiciones aceptables de circulación puede tener coeficiente de fricción entre 0.40 y 0.90.

EQUIPO Mu - METER.



ESPECIFICACIONES.

- Materiales para subbase

TABLA 1.- Requisitos de granulometría de los materiales para subbases de pavimentos asfálticos

Malla		Porcentaje que pasa	
Abertura mm	Designación	$\Sigma L < 10^6$ [1]	$\Sigma L > 10^6$ [1]
50	2"	100	100
37.5	1 1/2"	72 - 100	72 - 100
25	1"	59 - 100	58 - 100
19	3/4"	52 - 100	52 - 100
9.5	3/8"	40 - 100	40 - 100
4.75	Nº4	30 - 100	30 - 80
2	Nº10	21 - 100	21 - 60
0.85	Nº20	13 - 92	13 - 45
0.425	Nº40	8 - 75	8 - 33
0.25	Nº60	5 - 60	5 - 26
0.15	Nº100	3 - 45	3 - 20
0.075	Nº200	0 - 25	0 - 15

[1] ΣL = Número de ejes equivalentes acumulados de 8.2 t. esperado durante la vida útil del pavimento

ESPECIFICACIONES.

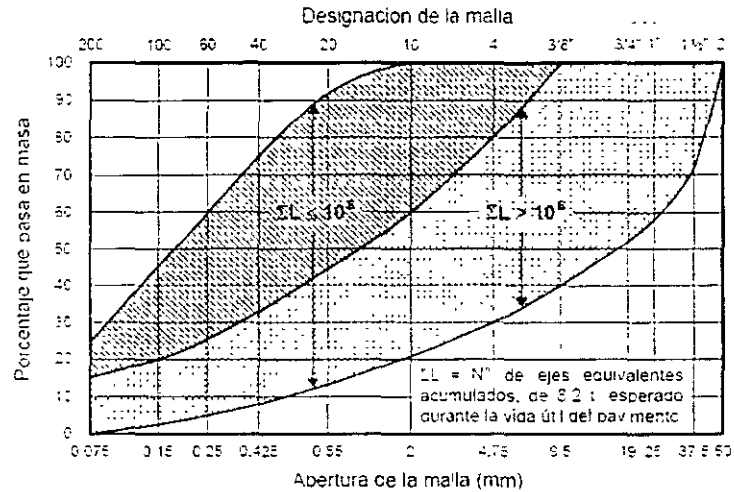


FIGURA 1 - Zonas granulométricas recomendables de los materiales para subbases

ESPECIFICACIONES.

TABLA 2.- Requisitos de calidad de los materiales para subbases de pavimentos asfálticos

Característica	Valor %	
	$\Sigma L \leq 10^6$ [1]	$\Sigma L > 10^6$ [1]
Límite líquido ^[2] , máximo	30	25
Índice plástico ^[2] , máximo	10	6
Valor Soporte de California (CBR) ^[2, 3] , mínimo	50	60
Equivalente de arena ^[2] , mínimo	30	40
Desgaste Los Angeles ^[2] , máximo	50	40
Grado de compactación ^[2, 4] , mínimo	100	100

[1] ΣL = Número de ejes equivalentes acumulados, de 8.2 t esperado durante la vida útil del pavimento

[2] Determinado mediante el procedimientos de prueba que corresponda de los Manuales que se señalan en la Clausula C de esta Norma

[3] Con el grado de compactación indicado en esta Tabla

[4] Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO Modificada, salvo que el proyecto o la Secretaría indiquen otra cosa

ESPECIFICACIONES.

- Materiales para bases hidráulicas
 - Cuando $\sum L > 1 \times 10^7$ el material será 100 % triturado de roca sana.
 - Cuando $1 \times 10^5 < \sum L < 1 \times 10^7$ el material tendrá como mínimo 75% de material producto de trituración de roca sana
 - Cuando $\sum L < 1 \times 10^5$ tendrá como mínimo 50% de material triturado

ESPECIFICACIONES.

- Materiales para bases hidráulicas

TABLA 3.- Requisitos de granulometría de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de mezcla asfáltica de granulometría densa

Malla		Porcentaje que pasa	
Abertura mm	Designación	$\sum L \leq 10^6$ [1]	$\sum L > 10^6$ [1]
37,5	1/2"	100	100
25	1"	70 - 100	70 - 100
19	3/4"	60 - 100	60 - 86
9,5	3/8"	40 - 100	40 - 65
4,75	Nº4	30 - 80	30 - 50
2	Nº10	21 - 60	21 - 36
0,85	Nº20	13 - 44	13 - 25
0,425	Nº40	8 - 31	8 - 17
0,25	Nº60	5 - 23	5 - 12
0,15	Nº100	3 - 17	3 - 9
0,075	Nº200	0 - 10	0 - 5

[1] $\sum L$ = Número de ejes equivalentes de 8,2 t, esperado durante la vida útil del pavimento

ESPECIFICACIONES.

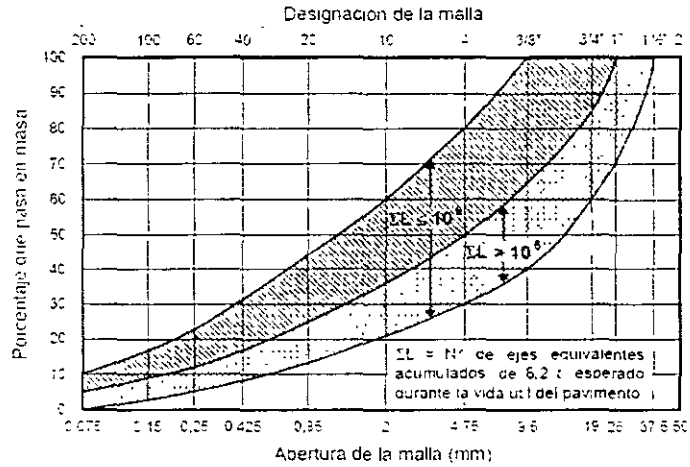


FIGURA 2 - Zonas granulométricas recomendables de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de mezcla asfáltica de granulometría densa

ESPECIFICACIONES.

TABLA 4.- Requisitos de calidad de los materiales para bases de pavimentos asfálticos

Característica	Valor %	
	$\Sigma L \leq 10^6$ [1]	$\Sigma L > 10^6$ [1]
Límite líquido ^[2] , máximo	25	25
Índice plástico ^[2] , máximo	6	6
Equivalente de arena ^[2] , mínimo	40	50
Valor Soporte de California (CBR) ^[2,3] , mínimo	80	100
Desgaste Los Angeles ^[2] , máximo	35	30
Partículas alargadas y ladeadas ^[2] , máximo	40	35
Grado de compactación ^[2,4] , mínimo	100	100

[1] ΣL = Número de ejes equivalentes acumulados de 8.2 t. esperado durante la vida útil del pavimento

[2] Determinado mediante el procedimientos de prueba que corresponda de los Manuales que se señalan en la Clausula C de esta Norma

[3] Con el grado de compactación indicado en esta Tabla.

[4] Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO Modificada salvo que el proyecto o la Secretaría indiquen otra cosa

ESPECIFICACIONES.

TABLA 5.- Requisitos de granulometría de los materiales para bases que sean cubiertas sólo con un tratamiento asfáltico superficial

Malla		Porcentaje que pasa																												
Abertura mm	Designación	$\Sigma L \leq 10^6$ [1]	$\Sigma L > 10^6$ [1]																											
37.5	1½"	100	100																											
25	1"	100	70 - 100																											
19	¾"	60 - 100	60 - 85																											
9.5	40 - 83	40 - 65	4.75	Nº4	30 - 67	30 - 50	2	Nº10	21 - 50	21 - 36	0.85	Nº20	13 - 37	13 - 25	0.425	Nº40	6 - 25	8 - 17	0.25	Nº60	5 - 22	5 - 12	0.15	Nº100	3 - 17	3 - 9	0.075	Nº200	0 - 10	0 - 5
4.75	Nº4	30 - 67	30 - 50																											
2	Nº10	21 - 50	21 - 36																											
0.85	Nº20	13 - 37	13 - 25																											
0.425	Nº40	6 - 25	8 - 17																											
0.25	Nº60	5 - 22	5 - 12																											
0.15	Nº100	3 - 17	3 - 9																											
0.075	Nº200	0 - 10	0 - 5																											

[1] ΣL = Número de ejes equivalentes acumulados, de 8.2 t, esperado durante la vida útil del pavimento

ESPECIFICACIONES.

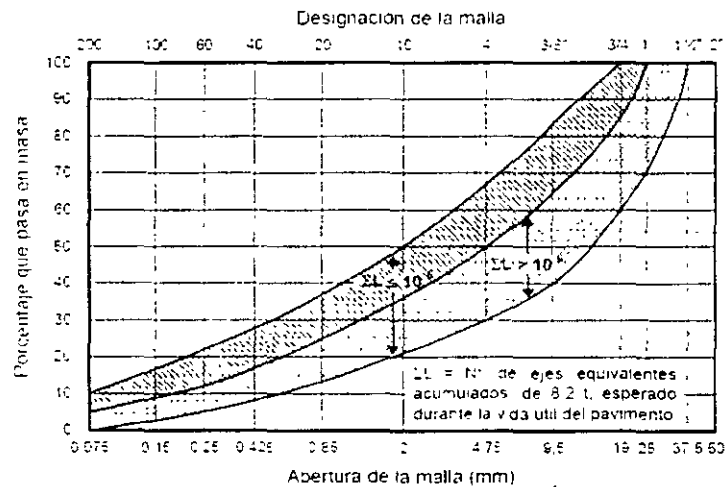


FIGURA 3 - Zonas granulométricas recomendables de los materiales para bases de pavimentos asfálticos y de pavimentos de concreto hidráulico

ESPECIFICACIONES.

Definiciones :

- Base de mezcla asfáltica (*Base negra*). Cuando a los materiales se les incorpora, en caliente o en frío, de cuatro (4) a cinco (5) por ciento en masa, de cemento asfáltico, para formar una capa de concreto asfáltico magro.
- Base de concreto hidráulico magro o de baja resistencia. Cuando a los materiales se les incorpora el cemento Pórtland necesario para obtener una resistencia a la compresión simple a los veintiocho (28) días de edad, de catorce coma siete (14,7) megapascales (150 kg/cm^2) a diecinueve coma seis (19,6) megapascales (200 kg/cm^2) y transformar un pavimento flexible en un pavimento rígido, como es el caso de concretos compactados con rodillo o de la recuperación en frío de pavimentos asfálticos y su base hidráulica.

ESPECIFICACIONES.

- Materiales modificados o estabilizados con cemento Portland
 - La resistencia a compresión simple a los 28 días de edad obtenida en especímenes cilíndricos con relación altura / diámetro no menor de 1 será $> 25 \text{ kg/cm}^2$.
 - El material para base deberá cumplir con lo indicado en materiales para base hidráulica.

ESPECIFICACIONES.

- Materiales tratados químicamente para modificar su comportamiento mecánico e hidráulico.

Definiciones :

- Materiales modificados con cal. Cuando se les incorpora de dos (2) a tres (3) por ciento en masa, de cal, para modificar su plasticidad o reducir el efecto de la materia orgánica en los suelos.
- Materiales modificados con cemento. Cuando se les incorpora de tres (3) a cuatro (4) por ciento en masa, de cemento Pórtland, para modificar su plasticidad o incrementar su resistencia.

ESPECIFICACIONES.

Definiciones :

- Materiales estabilizados con cemento. Cuando se les incorpora de ocho (8) a diez (10) por ciento en masa, de cemento Pórtland, para obtener una resistencia a la compresión simple a los veintiocho (28) días de edad, no menor de dos coma cinco (2,5) megapascuales (25 kg/cm^2) e incrementar su rigidez, reduciendo así el efecto de la fatiga sobre la carpeta o mejorando el apoyo de las losas de concreto hidráulico.
- Materiales estabilizados con asfalto. Cuando se les incorpora, mediante una emulsión o un asfalto rebajado, de tres (3) a cuatro (4) por ciento en masa, de cemento asfáltico, para mejorar su comportamiento y el efecto de la plasticidad.

ESPECIFICACIONES:

- Materiales para concreto pobre

TABLA 7.- Requisitos de granulometría del material pétreo para bases de concreto hidráulico magro o de baja resistencia

Malla		Porcentaje que pasa
Abertura mm	Designación	
25	1	100
19	3/4"	87 - 100
9.5	3/8"	55 - 89
4.75	Nº4	35 - 69
2	Nº10	22 - 54
0.85	Nº20	15 - 40
0.425	Nº40	10 - 30
0.25	Nº60	8 - 23
0.15	Nº100	5 - 18
0.075	Nº200	3 - 10

ESPECIFICACIONES.

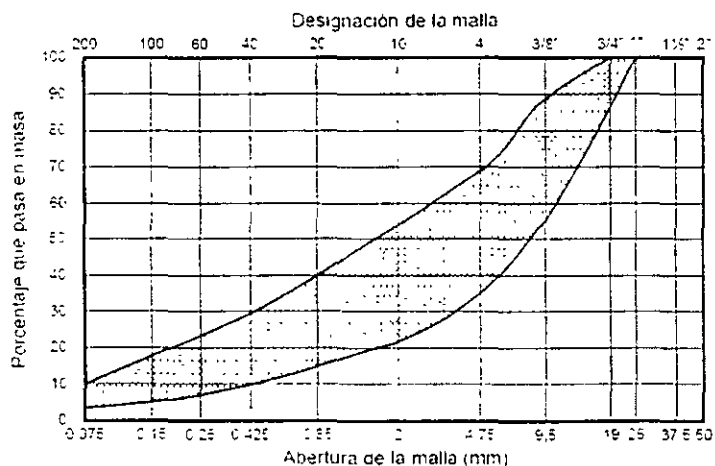


FIGURA 2.- Zona granulométrica recomendable del material pétreo para bases de concreto hidráulico magro o de baja resistencia

ESPECIFICACIONES.

TABLA 8.- Requisitos de calidad del material pétreo para bases de concreto hidráulico magro o de baja resistencia

Característica	Valor %
Índice plástico ⁽¹⁾ , máximo	NP
Equivalente de arena ⁽¹⁾ , mínimo	50
Desgaste Los Ángeles ⁽¹⁾ máximo	30

(2) Determinado mediante el procedimientos de prueba que corresponda, de los Manuales que se señalan en la Clausula C de esta Norma

ESPECIFICACIONES.

TABLA 9.- Requisitos de granulometría del material pétreo para bases de concreto hidráulico magro o de baja resistencia, habiendo agregado el cemento Portland

Malla		Porcentaje que pasa
Abertura mm	Designacion	
25	1"	100
19	3/4"	68 - 100
9.5	3/8"	59 - 90
4.75	Nº4	41 - 72
2	Nº10	29 - 58
0.85	Nº20	23 - 45
0.425	Nº40	18 - 36
0.25	Nº60	16 - 30
0.15	Nº100	14 - 25
0.075	Nº200	12 - 18

ESPECIFICACIONES.

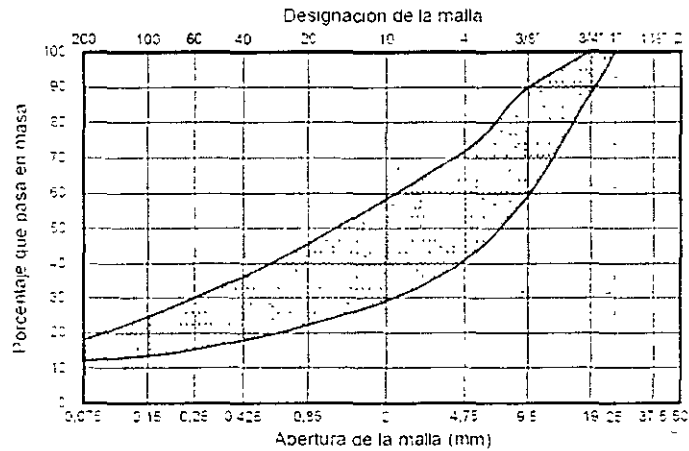


FIGURA 3 - Zona granulométrica recomendable del material pétreo para bases de concreto hidráulico magro o de baja resistencia, habiendo agregado el cemento Portland

ESPECIFICACIONES.

- Materiales estabilizados con asfalto
 - Deberá cumplir con lo indicado para bases hidráulicas.
 - Tendrá desprendimiento por fricción < 25%
 - Tendrá cubrimiento con asfalto > 90%
 - Cuando se establezcan materiales no plásticos como las arenas se deberá obtener una estabilidad mínima 640 kg.

ESPECIFICACIONES.

- Para estabilizar materiales plásticos se deberá cumplir con:

TABLA 1.- Requisitos de calidad de los materiales plásticos estabilizados con productos asfálticos

Característica*	Valor
Estabilidad, kg. mínimo	180
Expansión, %, máximo	2
Absorción, %, máximo	5

* Determinada mediante el procedimiento indicado en el Manual MMMP 4 01 015 *Determinación del Contenido de Asfalto para Estabilizar Suelos Finos Plásticos*

ESPECIFICACIONES.

- Materiales para bases asfáltica (base negra)
 - El tamaño máximo no será mayor de 37.5 mm (1½") ni de 2/3 del espesor de la capa compactada.

TABLA 2.- Requisitos de granulometría del material pétreo para bases de mezcla asfáltica (bases negras)

Malla		Porcentaje que pasa	
Abertura mm	Designación	$\leq L < 10^4$ [1]	$\leq L > 10^6$ [1]
37.5	Nº 4	100	100
25	Nº 6	90 - 100	90 - 100
19	Nº 8	75 - 100	75 - 100
9.5	Nº 20	42 - 100	42 - 100
4.75	Nº 40	24 - 100	24 - 70
2	Nº 80	10 - 90	10 - 27
0.85	Nº 200	5 - 65	5 - 14
0.425	Nº 400	4 - 47	4 - 10
0.25	Nº 600	2 - 36	2 - 8
0.15	Nº 1000	1 - 25	1 - 7
0.075	Nº 2000	0 - 15	0 - 6

[1] ΔL = Número de ejes ejeva entés acumulados, de 8.2 : esperado durante la vida útil del pavimento

ESPECIFICACIONES.

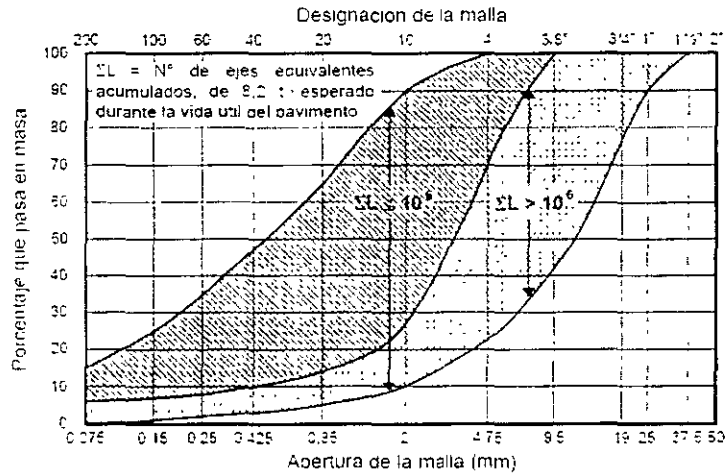


FIGURA 1 - Zonas granulométricas recomendables del material pétreo para bases de mezcla asfáltica (bases negras)

ESPECIFICACIONES.

TABLA 3.- Requisitos de calidad del material pétreo para bases de mezcla asfáltica (bases negras)

Característica	Valor %	
	$\Sigma L \leq 10^6$ [1]	$\Sigma L > 10^6$ [1]
Límite líquido ^[2] máximo	30	25
Índice plástico ^[2] máximo	6	6
Contenido de agua ^[2] , máximo	1	1
Equivalente de arena ^[2] , mínimo	40	50
Partículas alargadas y lajeadas ^[2] , máximo	50	40
Desgaste Los Angeles ^[2] , máximo	30	30
Perdida de estabilidad por inmersión en agua, máximo ^[2]	25	25

[1] ΣL = Número de ejes equivalentes acumulados de 8.2 t esperado durante la vida útil del pavimento

[2] Determinado mediante el procedimientos de prueba que corresponda de los Manuales que se señalan en la Clausula C. de esta Norma

ESPECIFICACIONES.

TABLA 4.- Requisitos de calidad para bases de mezcla asfáltica diseñadas mediante el método Marshall

Características	Valor	
	$\Sigma L \leq 10^6$ (1)	$\Sigma L > 10^6$ (1)
Compactación: número de golpes en cada cara de la probeta	50	75
Estabilidad: N (lb), mínimo	4 410 (990)	6 660 (1 540) ---
Flujo, mm (10 ⁻² in)	2 - 4,5 (8 - 16)	2 - 4 (8 - 16)
Vacios en la mezcla asfáltica (VMC), %	3 - 8	3 - 8

(1) ΣL = Número de ejes equivalentes acumulados de 3,2 t, esperado durante la vida útil del pavimento

ESPECIFICACIONES.

TABLA 5.- Vacios en el agregado mineral (VAM) para bases de mezcla asfáltica diseñadas mediante el método Marshall

Tamaño máximo del material pétreo utilizado en la mezcla		Vacíos en el agregado mineral (VAM) %, mínimo
mm	Designación	
4.75	Nº 4	18
6.3	Nº 5	17
9.5	Nº 20	16
12.5	Nº 15	15
19	Nº 10	14
25	Nº 7.5	13
37.5	Nº 5	12

ESPECIFICACIONES.

- Cuando la mezcla se haga con cemento asfáltico la temperatura de mezclado será la obtenida en la gráfica viscosidad - temperatura, previamente obtenida con el cemento asfáltico a utilizar, corresponda a una viscosidad Say bolt – Furol de 85 ± 10 s.
- Los materiales pétreos se calentarán a la temperatura de mezclado + 10° C.
- Cuando se utilice emulsión asfáltica será de rompimiento medio o lento.
- La temperatura de las emulsiones al momento de mezclado será de 5 a 40° C.

ESPECIFICACIONES.

- No se aplicará materiales asfálticos cuando la temperatura ambiente sea $> 5^{\circ}$ C, cuando esté lloviendo o haya amenaza de lluvia o cuando la velocidad de viento impida la aplicación con petrolizadora uniforme
- Los contenidos de cemento asfáltico, de agua y de disolventes en las bases ya compactadas quedarán dentro de los límites siguientes:

ESPECIFICACIONES.

TABLA 6.- Contenidos de cemento asfáltico, agua y disolventes en la base de mezcla asfáltica (*base negra*)

Material asfáltico empleado en la elaboración de la base de mezcla asfáltica	Tolerancia en el contenido de cemento asfáltico (CA) ^[1] %	Contenido de agua libre permitido ^[2] %	Relación de disolventes a cemento asfáltico en masa valor K
Cemento asfáltico	CA ± 0,05	1	0
Emulsion asfáltica sin disolventes	CA ± 0,1	---	0
Emulsion asfáltica con disolventes	CA ± 0,1	---	0,05 a 0,08
Asfaltos rebajados	CA ± 0,1	1	0,05 a 0,08

[1] CA corresponde al contenido de cemento asfáltico determinado en el diseño de la mezcla, en por ciento respecto a la masa del material petreo

[2] Respecto a la masa de la mezcla asfáltica

ESPECIFICACIONES.

- La temperatura mínima de compactación se obtendrá en la curva viscosidad – temperatura del material asfáltico, pero no será menor a la que corresponda a una viscosidad Say bolt – Furol de 140 ± 15 .

ESPECIFICACIONES.

- Materiales pétreos para concreto asfáltico de granulometría densa.

TABLA 1.- Requisitos de granulometría del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría densa (Para $\Sigma L \leq 10^6$)

Malla		Tamaño nominal del material pétreo mm (in)				
Abertura mm	Designación	9,5 ($\frac{3}{8}$)	12,5 ($\frac{1}{2}$)	19 ($\frac{3}{4}$)	25 (1)	37,5 ($1\frac{1}{2}$)
Porcentaje que pasa						
50	2"	---	---	---	---	100
37,5	1 $\frac{1}{2}$ "	---	---	---	100	90 - 100
25	1"	---	---	100	90 - 100	76 - 90
19	$\frac{3}{4}$ "	---	100	90 - 100	79 - 92	68 - 93
12,5	$\frac{1}{2}$ "	100	90 - 100	76 - 89	64 - 81	53 - 74
9,5	$\frac{3}{8}$ "	90 - 100	79 - 92	67 - 82	56 - 75	47 - 68
6,3	$\frac{1}{4}$ "	76 - 89	66 - 81	55 - 71	47 - 65	39 - 59
4,75	Nº4	68 - 82	59 - 74	50 - 64	42 - 58	35 - 53
2	Nº10	48 - 64	41 - 55	36 - 46	30 - 42	28 - 35
0,25	Nº20	33 - 49	28 - 42	25 - 35	21 - 31	19 - 28
0,425	Nº40	23 - 37	20 - 32	15 - 27	15 - 24	13 - 21
0,25	Nº80	17 - 29	15 - 25	13 - 21	11 - 19	9 - 16
0,15	Nº100	12 - 21	11 - 18	9 - 16	8 - 14	6 - 12
0,075	Nº200	7 - 10	6 - 9	5 - 8	4 - 7	3 - 6

ESPECIFICACIONES.

TABLA 2.- Requisitos de calidad del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría densa (Para $\Sigma L \leq 10^6$)

Característica	Valor
Densidad relativa, mínimo	2,4
Desgaste Los Angeles, %: máximo	35
Partículas alargadas, %: máximo	40
Partículas lajeadas, %: máximo	40
Equivalente de arena, %: mínimo	50
Pérdida de estabilidad por inmersión en agua, %: máximo	25

ESPECIFICACIONES.

TABLA 3.- Requisitos de granulometría del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría densa (Para $\Sigma L > 10^6$)

Malla		Tamaño nominal del material pétreo mm (in)				
Abertura mm	Designación	9,5	12,5	19	25	37,5
		($\frac{3}{8}$)	($\frac{1}{2}$)	($\frac{3}{4}$)	(1)	($1\frac{1}{2}$)
		Porcentaje que pasa				
50	2"	---	---	---	---	100
37,5	1 $\frac{1}{2}$ "	---	---	---	100	90 - 100
25	1"	---	---	100	90 - 100	74 - 90
19	$\frac{3}{4}$ "	---	100	90 - 100	79 - 90	62 - 79
12,5	$\frac{1}{2}$ "	100	90 - 100	72 - 90	58 - 71	46 - 60
9,5	$\frac{3}{8}$ "	90 - 100	76 - 90	60 - 76	47 - 60	39 - 50
6,3	$\frac{1}{4}$ "	70 - 81	56 - 69	42 - 57	36 - 46	30 - 39
4,75	Nº4	56 - 69	45 - 59	37 - 48	30 - 39	25 - 34
2	Nº10	28 - 42	25 - 35	20 - 29	17 - 24	15 - 21
0,85	Nº20	18 - 27	15 - 22	12 - 19	9 - 16	6 - 13
0,425	Nº40	13 - 20	11 - 16	8 - 14	5 - 11	3 - 6
0,25	Nº60	10 - 15	8 - 13	6 - 11	4 - 6	2 - 7
0,15	Nº100	6 - 12	5 - 10	4 - 8	2 - 7	1 - 5
0,075	Nº200	3 - 7	2 - 6	2 - 5	1 - 4	0 - 3

ESPECIFICACIONES.

TABLA 4.- Requisitos de calidad del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría densa (Para $\Sigma L > 10^6$)

Característica	Valor
Densidad relativa, mínimo	2,4
Desgaste Los Angeles, %, máximo	30
Partículas alargadas, %, máximo	35
Partículas laminares, %, máximo	35
Equivalente de arena, %, mínimo	50
Pérdida de estabilidad por inmersión en agua, %, máximo	25

ESPECIFICACIONES.

- Materiales pétreos para carpeta de granulometría abierta.

TABLA 5.- Requisitos de granulometría del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría semiabierta

Malla		Para mezcla con cemento asfáltico			Para mezcla con cemento asfáltico y hule molido		
		Tamaño nominal del material pétreo mm (in)			Tamaño nominal del material pétreo mm (in)		
Abertura mm	Designación	6.3 (¼)	9.5 (¾)	12.5 (½)	6.3 (¼)	9.5 (¾)	12.5 (½)
		Porcentaje que pasa			Porcentaje que pasa		
16	½"	---	---	100	---	---	100
12.5	½"	---	100	90 - 100	---	100	90 - 100
9.5	¾"	100	81 - 100	63 - 84	100	80 - 100	64 - 90
6.3	¾"	59 - 100	49 - 82	41 - 71	57 - 100	45 - 74	35 - 60
4.75	Nº4	42 - 70	35 - 62	30 - 55	38 - 60	31 - 50	26 - 42
2	Nº10	18 - 30	17 - 28	15 - 26	14 - 25	13 - 24	12 - 23
0.85	Nº20	10 - 20	10 - 19	9 - 18	8 - 17	8 - 16	7 - 16
0.425	Nº40	7 - 16	7 - 15	7 - 15	5 - 13	5 - 13	5 - 13
0.25	Nº60	5 - 13	5 - 13	5 - 13	4 - 11	4 - 11	4 - 11
0.15	Nº100	4 - 10	4 - 10	4 - 10	3 - 9	3 - 9	3 - 9
0.075	Nº200	3 - 7	3 - 7	3 - 7	2 - 7	2 - 7	2 - 7

ESPECIFICACIONES.

TABLA 6.- Requisitos de calidad del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría semiabierta o abierta

Característica ⁽¹⁾	Valor
Densidad relativa, mínimo	2.4
Desgaste Los Angeles: % máximo	30
Partículas alargadas: % máximo	25
Partículas lajeadas: % máximo	25
Equivalente de arena, %, mínimo	50
Pérdida de estabilidad por inmersión en agua, %, máximo	25

[1] El material debe ser 100% producto de trituración

ESPECIFICACIONES.

- Materiales pétreos de granulometría abierta.

TABLA 5.- Requisitos de granulometría del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría semiabierta

Malla		Para mezcla con cemento asfáltico			Para mezcla con cemento asfáltico y hule molido		
		Tamaño nominal del material pétreo mm (in)			Tamaño nominal del material pétreo mm (in)		
Abertura mm	Designación	6.3 (1/4)	9.5 (3/8)	12.5 (1/2)	6.3 (1/4)	9.5 (3/8)	12.5 (1/2)
		Porcentaje que pasa			Porcentaje que pasa		
16	16"	---	---	100	---	---	100
12.5	12"	---	100	90 - 100	---	100	90 - 100
9.5	9"	100	81 - 100	63 - 94	100	80 - 100	64 - 90
6.3	6"	59 - 100	49 - 82	41 - 71	57 - 100	45 - 74	35 - 63
4.75	Nº4	42 - 70	35 - 62	30 - 55	38 - 60	31 - 50	26 - 42
3	Nº12	15 - 33	17 - 28	15 - 26	14 - 25	13 - 24	12 - 23
0.85	Nº20	10 - 20	10 - 19	9 - 15	8 - 17	6 - 16	7 - 16
0.425	Nº40	7 - 16	7 - 15	7 - 15	5 - 13	5 - 13	5 - 13
0.25	Nº60	5 - 13	5 - 13	5 - 13	4 - 11	4 - 11	4 - 11
0.15	Nº100	4 - 10	4 - 10	4 - 10	3 - 9	3 - 9	3 - 9
0.075	Nº200	3 - 7	3 - 7	3 - 7	2 - 7	2 - 7	2 - 7

ESPECIFICACIONES.

TABLA 7.- Requisitos granulométricos del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría abierta

Malla		Para mezcla con cemento asfáltico			Para mezcla con cemento asfáltico y hule molido		
		Tamaño nominal del material pétreo mm (in)			Tamaño nominal del material pétreo mm (in)		
Abertura mm	Designación	6.3 (1/4)	9.5 (3/8)	12.5 (1/2)	6.3 (1/4)	9.5 (3/8)	12.5 (1/2)
		Porcentaje que pasa			Porcentaje que pasa		
16	16"	---	---	100	---	---	100
12.5	12"	---	100	95 - 100	---	100	95 - 100
9.5	9"	100	85 - 100	70 - 90	100	85 - 100	70 - 90
7.5	7"	60 - 100	48 - 77	41 - 65	55 - 100	46 - 75	37 - 64
4.75	Nº4	37 - 67	35 - 57	28 - 49	32 - 50	28 - 45	24 - 40
3	Nº12	13 - 24	9 - 22	8 - 20	7 - 20	6 - 18	5 - 16
0.85	Nº20	7 - 14	4 - 13	3 - 10	1 - 11	1 - 11	1 - 10
0.425	Nº40	3 - 10	3 - 10	3 - 10	0 - 8	0 - 8	0 - 8
0.25	Nº60	2 - 8	2 - 8	2 - 8	0 - 6	0 - 6	0 - 6
0.15	Nº100	1 - 6	1 - 6	1 - 6	0 - 5	0 - 5	0 - 5
0.075	Nº200	0 - 5	0 - 4	0 - 4	0 - 4	0 - 4	0 - 4

ESPECIFICACIONES.

- Materiales pétreos para carpetas de riegos.

TABLA 10.- Requisitos de granulometría del material pétreo para carpetas por el sistema de riegos

Malla		Denominación del material pétreo				
Abertura mm	Designación	1	2	3-A	3-B	3-E
		Porcentaje que pasa				
31.5	1 1/2"	100	---	---	---	---
25	1"	95 min	---	---	---	---
19	3/4"	---	100	---	---	---
12.5	1/2"	5 max	95 min	100	---	100
9.5	3/8"	---	---	95 min	100	95 min
6.6	1/4"	0	5 max	---	95 min	---
4.75	Nº4	---	---	---	---	5 max
2.36	Nº8	---	C	5 max	5 max	0
0.425	Nº40	---	---	0	0	---

ESPECIFICACIONES.

TABLA 11.- Requisitos de calidad del material pétreo para carpetas por el sistema de riegos

Característica	Valor
Desgaste Los Angeles, %, máximo	30
Partículas alargadas: %, máximo	35
Partículas lajeadas: %, máximo	35
Intemperismo acelerado, %, máximo	12
Desprendimiento por fricción: %, máximo	25
Cubrimiento con asfalto (Método Inglés) %, mínimo	90

ESPECIFICACIONES.

• Materiales asfálticos

TABLA 2.- Clasificación de los cementos asfálticos según su viscosidad dinámica a 60°C

Clasificación	Viscosidad a 60°C Pa.s (P ¹ /s)	Usos más comunes
AC-2	50 ± 10 (500 ± 100)	<ul style="list-style-type: none"> En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 1 en la Figura 1 En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen para negos de impermeación de lago y drenaje con arena así como en estabilizaciones
AC-10	100 ± 20 (1 000 ± 200)	<ul style="list-style-type: none"> En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 2 en la Figura 1 En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezcla en frío así como en carpetas por el sistema de negos dentro de las regiones indicadas como Zona 1 en la Figura 1
AC-20	200 ± 40 (2 000 ± 400)	<ul style="list-style-type: none"> En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 3 en la Figura 1 En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezcla en frío así como en carpetas por el sistema de negos dentro de las regiones indicadas como Zona 2 en la Figura 1
AC-30	300 ± 60 (3 000 ± 600)	<ul style="list-style-type: none"> En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 4 en la Figura 1 En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezcla en frío así como en carpetas por el sistema de negos dentro de las regiones indicadas como Zonas 3 y 4 en la Figura 1 En la elaboración de asfaltos rebajados en piedra para utilizarse en carpetas de mezcla en frío así como en negos de impermeación

[1] Poises

ESPECIFICACIONES.



FIGURA 1 - Regiones geográficas para la utilización de asfaltos clasificados según su viscosidad dinámica a 60°C (Ver Tabla 2)

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN

- Sobrecarpeta de concreto asfáltico.
- Sobrecarpeta de concreto hidráulico (whitetopping).
- Bases estabilizadas con emulsión asfáltica.
- Bases estabilizados con asfalto en caliente (en planta).
- Bases mejoradas con cemento hidráulico.
- Bases estabilizadas con cemento Portland.
- Concreto pobre.

- Bases estabilizadas con cemento Portland
 - Agregando el cemento en sacos o en góndolas.
 - Agregando el cemento en forma de Lechada.

ESTABILIZACION AGREGANDO EL CEMENTO EN FORMA DE LECHADA

- Equipo empleado.
 - Recuperadora de pavimentos.
 - Máquina dosificadora de cemento WM1000.
 - Pipa para agua.
 - Camiones para transportar cemento.
 - Cortadora de juntas.
 - Compactador pata de cabra.
 - Compactador neumático.

CASO DE LA REHABILITACIÓN DE LA

Autopista : México – Querétaro

Tramo Tepozotlán – Palmillas

Km 132+800 al km 148+000

Origen : México, D.F

- Trabajos a realizar :
 - Formar 40 cm de base estabilizada con 9% de cemento portland elaborada con material de banco y material recuperado.
 - Construcción de 10 cm de carpeta de concreto asfáltico con polímero.
 - Colocación de carpeta altamente adherida.
 - Los trabajos se iniciaron en febrero de 2005, en el km 148+000 (caseta Palmillas) en el sentido México – Querétaro (cpo-A) avanzando hacia México

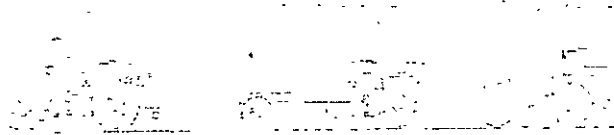
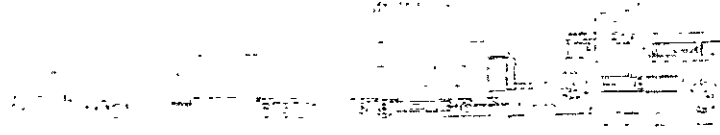
- Desviar el tránsito vehicular del cuerpo A al cuerpo B, para trabajar en los aproximadamente 15 m de corona del cuerpo A, que aloja tres carriles de circulación y acotamiento externo e interno. Estos trabajos se realizarán en una longitud de 5 km, después se pasará el tránsito al cuerpo recién rehabilitado para trabajar en 5 km del cuerpo B, y de esta forma alternada por subtramos de 5 km se llegará al km 132+800.
- En el carril de baja velocidad y acotamiento exterior se fresa la carpeta, se acamellona el material para su uso posterior; se excava hasta nivel inferior de capa subrasante.

- Se fresa parte de la carpeta del carril intermedio, de alta velocidad y acotamiento interno.
- Construcción de capa subrasante en el carril de baja velocidad y acotamiento externo.
- Sobre la superficie fresada se coloca 30% de material de base hidráulica procedente del banco "Fresnos", localizado en el km 130+000 D/D 5000 m, formado por basalto. Sobre la capa subrasante se coloca 100% de material de base hidráulica

- En el acotamiento interno, carril de alta velocidad e intermedio, con la máquina recuperadora del pavimento en un ancho máximo de 3 m, se homogeniza el material de banco con el material del pavimento que va cortando la máquina recuperadora (para lograr los 40 cm de BEC), al mismo tiempo se va añadiendo el 9 % de cemento Portland en forma de lechada, mediante la "dosificadora de cemento" WM 1000.

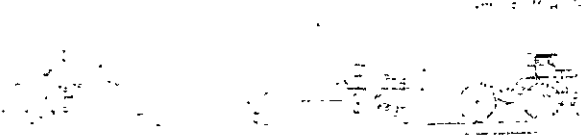
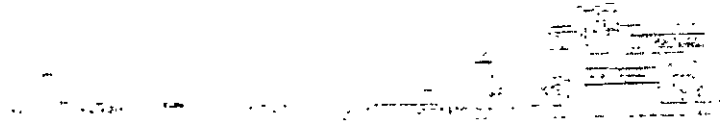
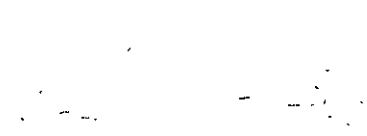
- En el caso del carril de baja velocidad y acotamiento externo la BEC se elabora con 100% de material de banco, la maquina recuperadora solo homogeniza el material con lechada de cemento.
- Se cortan las juntas con una "quilla", a una profundidad de 1/3 del espesor de la base, enviadas 6: 1, separadas 3 m entre cada junta.
- Se compacta el material con un rodillo pata de cabra de 9 t de peso, dando entre 7 y 8 pasados por cada capa de 40 cm de espesor, cuidando que entre la homogenización del material y el compactado no transcurran más de 2 horas.
- Se da la compactación final con un rodillo liso vibratorio de 6 t de peso, dando 4 pasadas.

TREN DE TRABAJO PARA BASE ESTABILIZADA

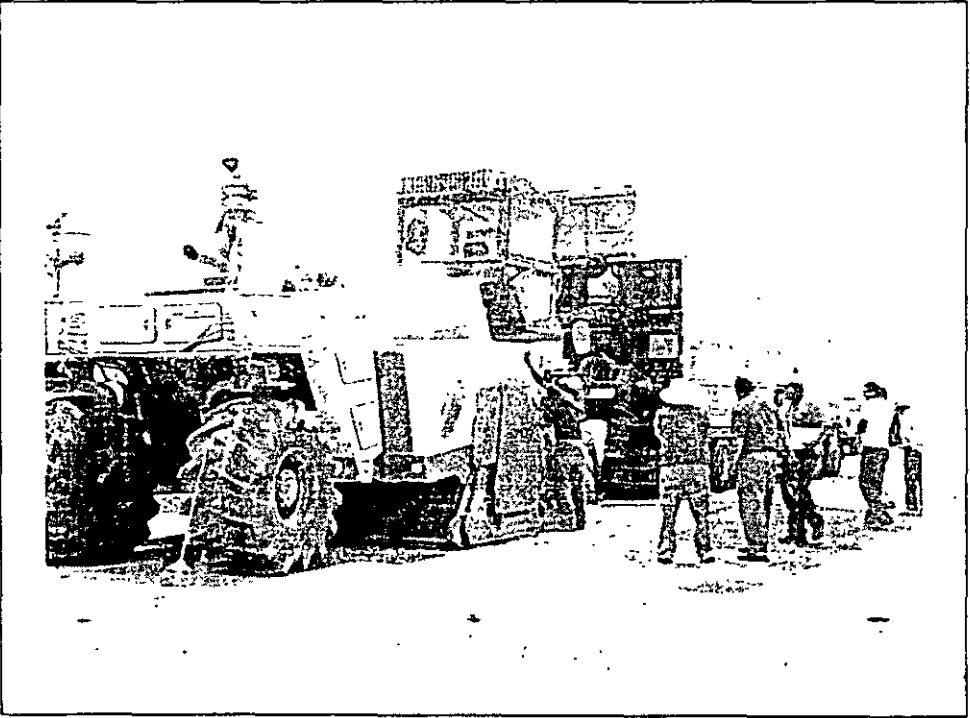
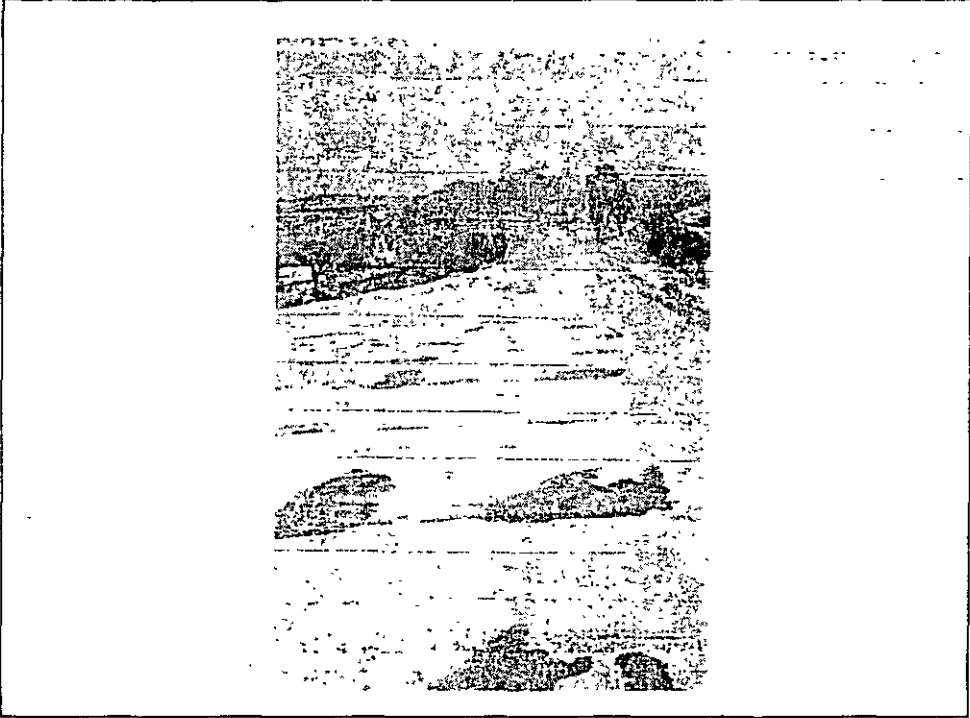


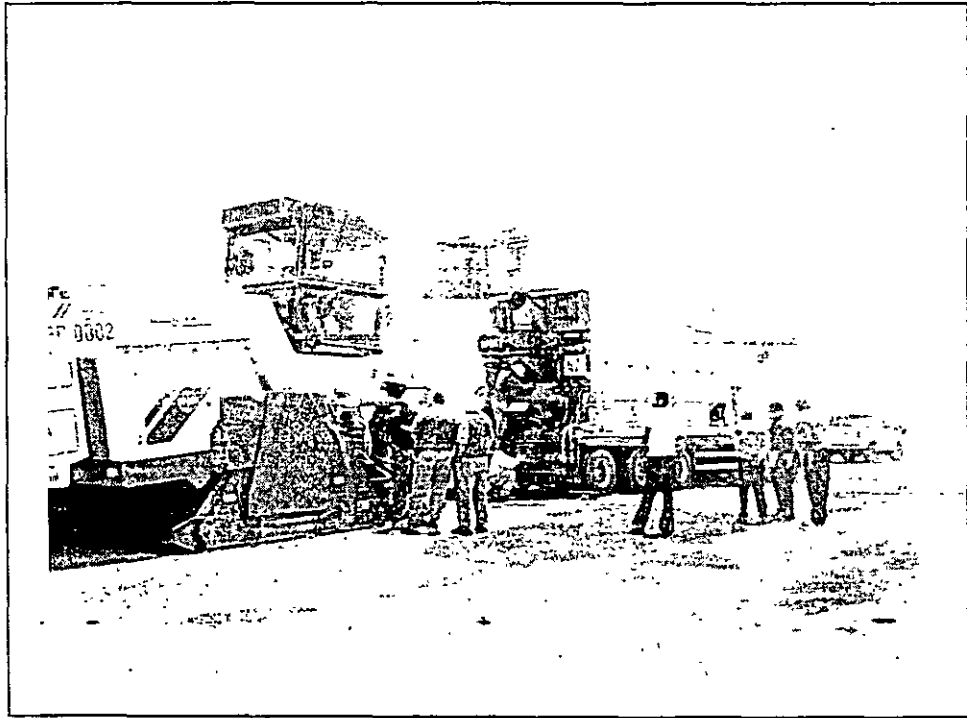
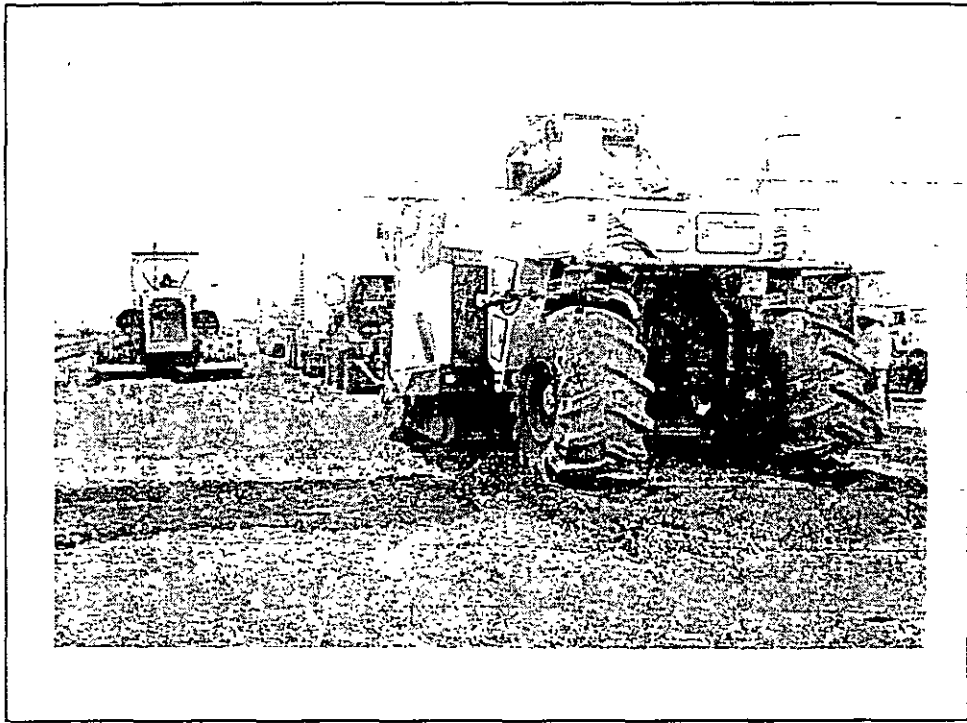
Recuperación y estabilizado de base con 30% de base de banco + 9% de cemento en carril de alta, media y acotamiento interno

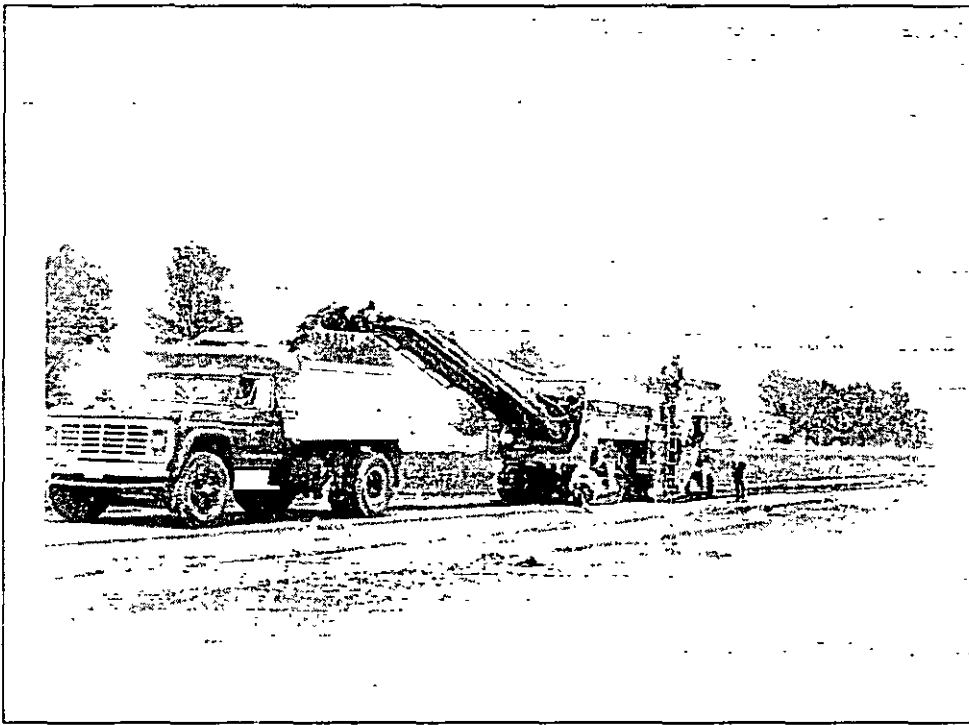
TREN DE TRABAJO PARA BASE ESTABILIZADA

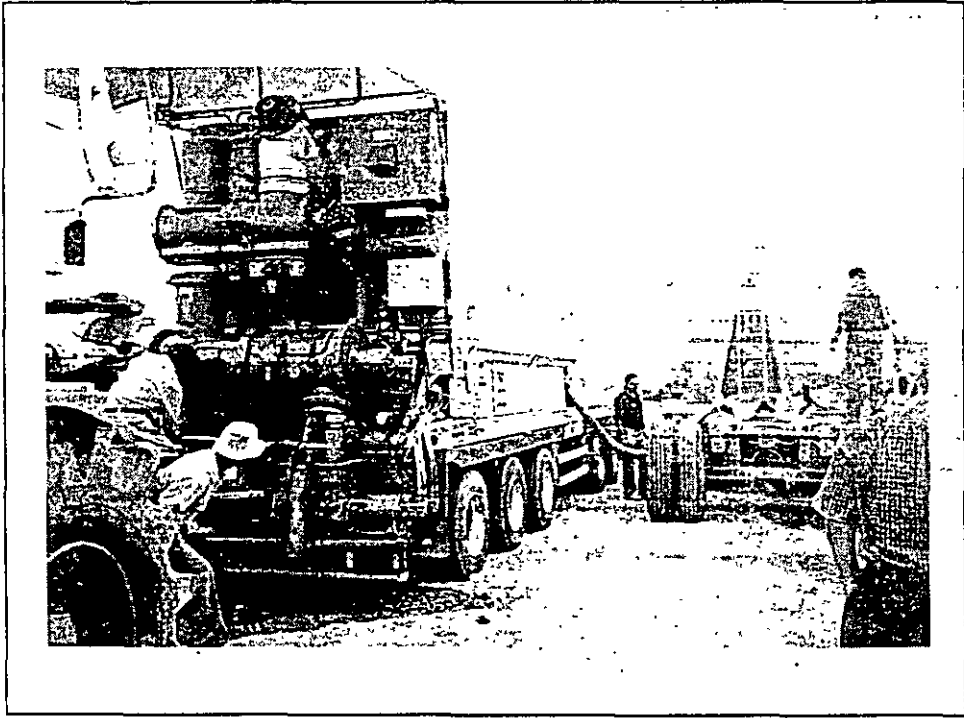
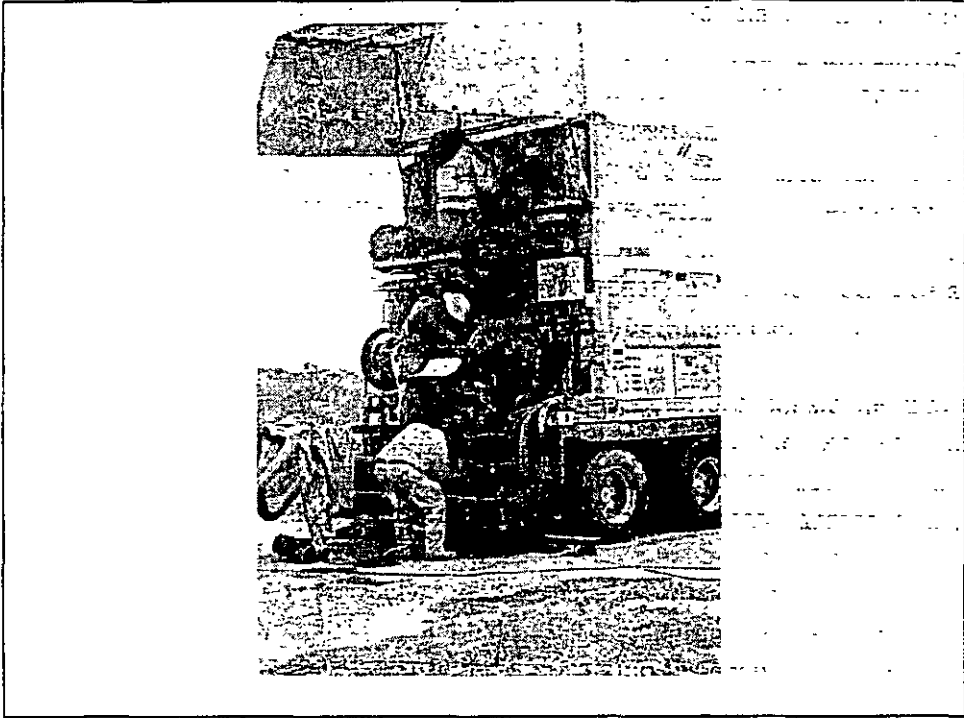


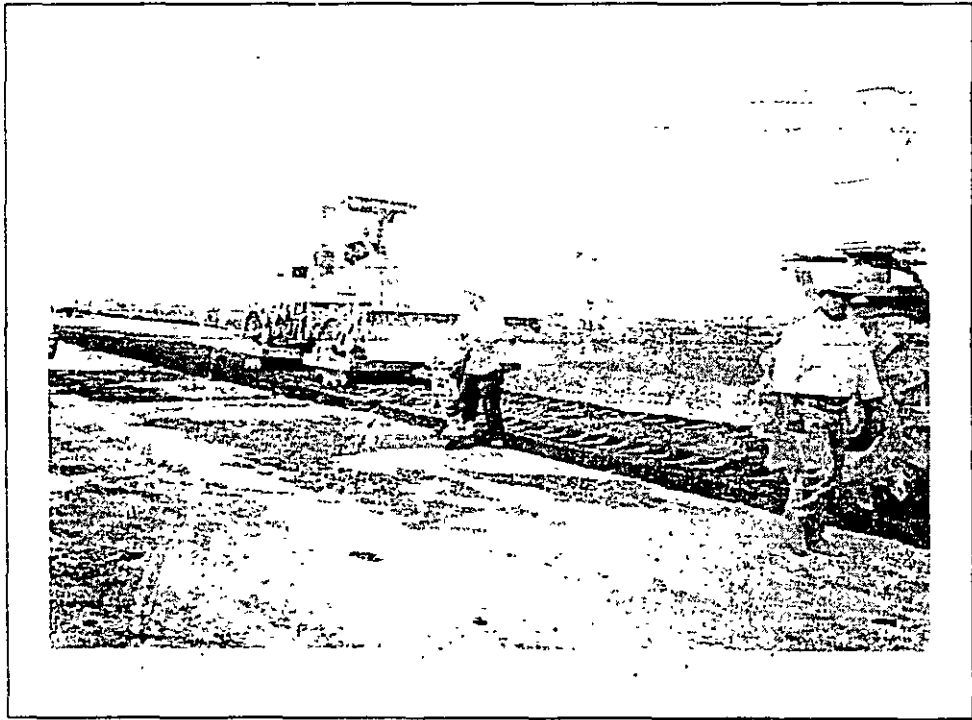
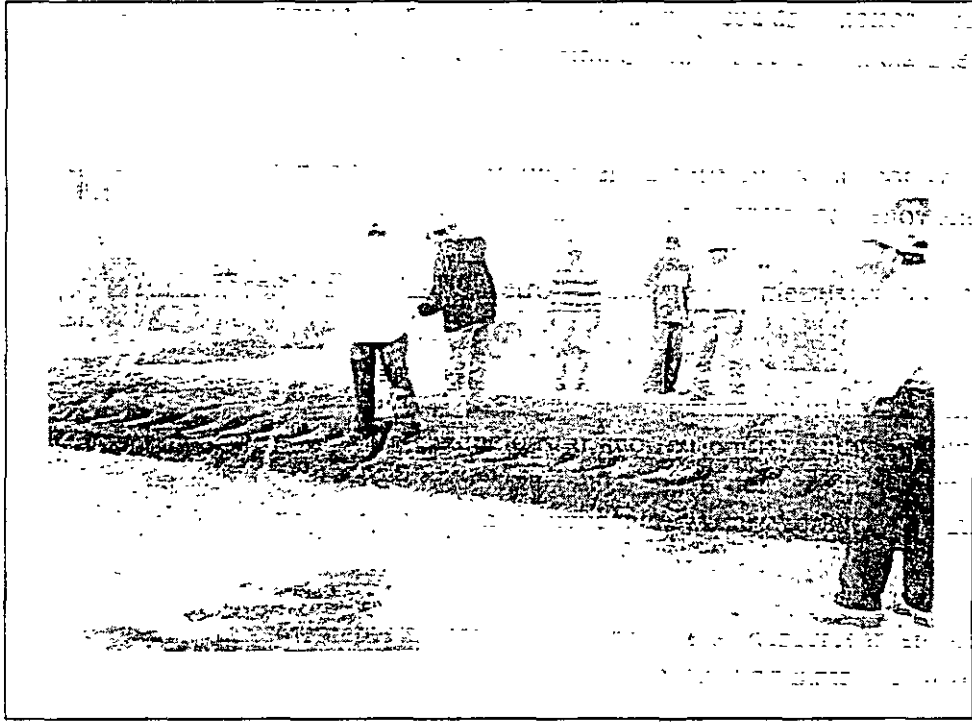
Formación y compactación de capa de base, con base de banco al 100% + 9% de cemento en carril de baja y acotamiento externo











POYECTO EJECUTIVO.

- Deberá contener todos los elementos necesarios para ejecutar la obra
 - Planos.
 - Trabajos por ejecutar.
 - Especificaciones generales.
 - Especificaciones particulares.
 - Calidad de materiales.
 - Cantidades de obra.

2.5.2.2. Costos de operación de los vehículos.

Hay una relación directa entre el mal estado de la carretera y los costos de transporte. Efectivamente, mientras peor es la condición general de un camino, más baja tiende a ser la velocidad promedio del tránsito y más altos son los costos de operación de los vehículos que transitan por ellos.

2.5.2 2.1. Modelo VOC-MEX de carreteras.

En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) cuenta con el modelo VOC-MEX para estimar las relaciones entre costos de operación vehicular y características de las carreteras, incluida la rugosidad. Por su conducto ha calculado el costo de operación en función de la pendiente, la curvatura y la velocidad de operación típica, así como de los aforos y mezcla del tipo de tráfico por vehículo. Aquí nos limitaremos a describir de modo muy somero la estructura del modelo. Para un examen más detenido consúltese la publicación titulada "Estado superficial y costos de operación de carreteras", del Instituto Mexicano del Transporte de la SCT. Publicación técnica # 30, 1991.

Los primeros antecedentes del modelo mexicano son el Estudio de Normas para el Diseño y Mantenimiento de Carreteras, desarrollado bajo el auspicio del Banco Mundial; y los estudios análogos realizados en Brasil de 1975 a 1984. Con base en los resultados de estos últimos, el Banco Mundial construyó modelos matemáticos a partir de los cuales realizó un programa de cómputo denominado costos de operación vehicular. El modelo mexicano utilizó el método y la información pertinente de los estudios brasileños, pero adaptándolos a la circunstancia mexicana. La adecuación consistió en el uso de datos sobre características técnicas de los vehículos mexicanos, así como de los costos unitarios de sus insumos. También se definieron con trabajo de campo y análisis de evaluación los datos necesarios relativos a la utilización de los vehículos.

A partir de éstos y otros datos y coeficientes originales de los modelos, se calcularon velocidades y costos de operación para rugosidades de 2 a 12 m/km. y combinaciones de pendientes y curvaturas horizontales representativas de un trazo totalmente plano y recto (0% y 0°/km., respectivamente); de otro terreno sensiblemente plano (aproximadamente 1.5% y 200°/km.); el lomerío (de 3 a 4% y de 300 a 500°/km.) y de un terreno montañoso (más de 5% y 600°/km.).

A continuación las velocidades obtenidas fueron ajustadas para reflejar con mayor aproximación las que se observan en las carreteras del país. Los costos, por su parte, fueron divididos entre los costos de operación base a fin de obtener factores adimensionales de ponderación, que reflejan el nivel de sobrecostos en que se incurre conforme varía la condición superficial de carreteras en sus tres clasificaciones topográficas (plano, lomerío y montañoso).

Por último, los resultados del VOG-MEX fueron graficados, incluyendo en el eje horizontal superior la equivalencia de rugosidad en términos del Índice de Servicio, establecida con base en la experiencia nacional. Debido a la prácticamente nula variación de costos y velocidades por debajo de un Índice Internacional de Rugosidad de 2 m/km (o por arriba de un Índice de Servicio de 4.5), dicho rango no se incluyó en las gráficas subtituladas con la letra a y en las subtituladas con la letra b se presenta en forma punteada con el fin único de mantener presente la tendencia.

Las gráficas incluidas a continuación relacionan, para cinco tipos de vehículos y tres tipos de terreno, la rugosidad y el Índice de Servicio con el costo de operación. Este se considera como 1 en un tramo recto, de pendiente 0% y pavimento nuevo (Índice Internacional de Rugosidad = 1-2 m/km, Índice de Servicio = 4.5-5), de manera que los costos correspondientes a otras condiciones de rugosidad y de alineamientos horizontal y vertical se expresan como un factor siempre mayor que 1. De esa forma se elimina la referencia a un precio variable. Las gráficas incluyen la relación entre la velocidad típica de operación y la rugosidad o Índice de Servicio.

Se presentan, pues, las dos gráficas para cada uno de los cinco vehículos seleccionados, para medir costos de operación base: camión articulado con semirremolque, camión mediano de dos ejes, camioneta de carga o camión ligero, autobús foráneo y vehículo ligero.

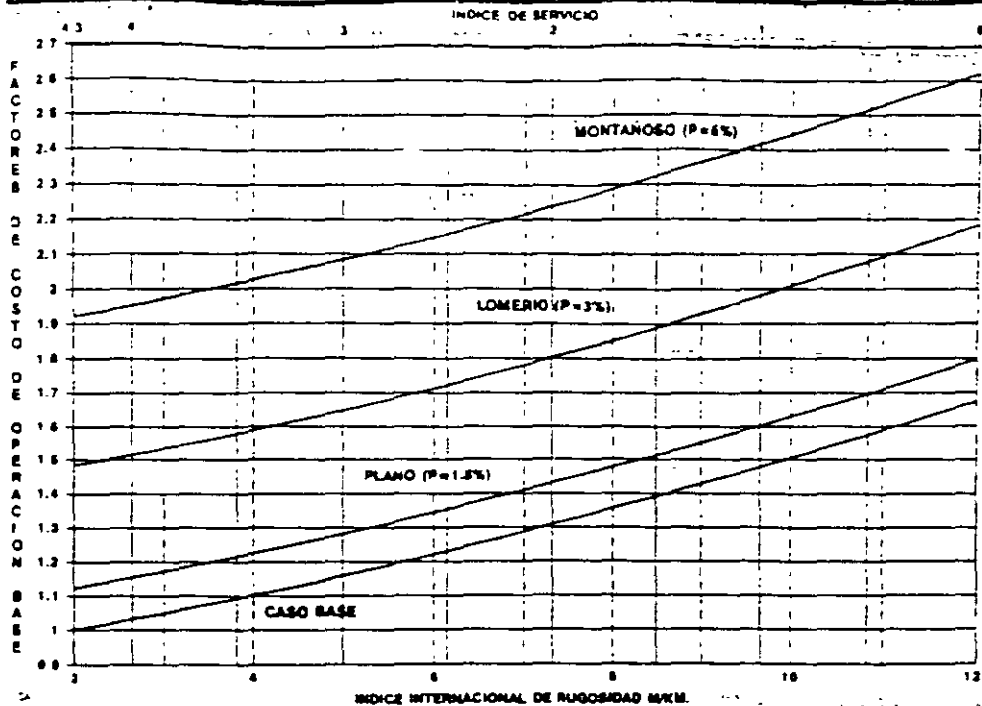
Las gráficas subtituladas con la letra a (2.1a a 2.5a) muestran la relación entre el estado de la superficie de rodamiento, en términos del Índice de Servicio y del Índice Internacional de Rugosidad (que se definen en el apartado 2.5.1.2.2.) Indicadores del estado superficial; y el costo de operación del vehículo como un factor de su costo de operación base, para tres tipos de terreno: sensiblemente plano (pendientes ligeras y curvas suaves), de lomerío y montañoso. Se incluye como referencia el caso base, correspondiente a un camino recto y plano, con pavimento nuevo.

Las gráficas subtituladas con la letra b (2.1b a 2.5b) relacionan, para los tres tipos mencionados, el estado de la superficie de rodamiento en términos del Índice de Servicio y del Índice Internacional de Rugosidad; con la velocidad de operación típica, correspondiente a una velocidad 'de cruce' sobre un camino de un soio carril en cada sentido, sin acotamientos.

A continuación se presentan las siguientes gráficas:

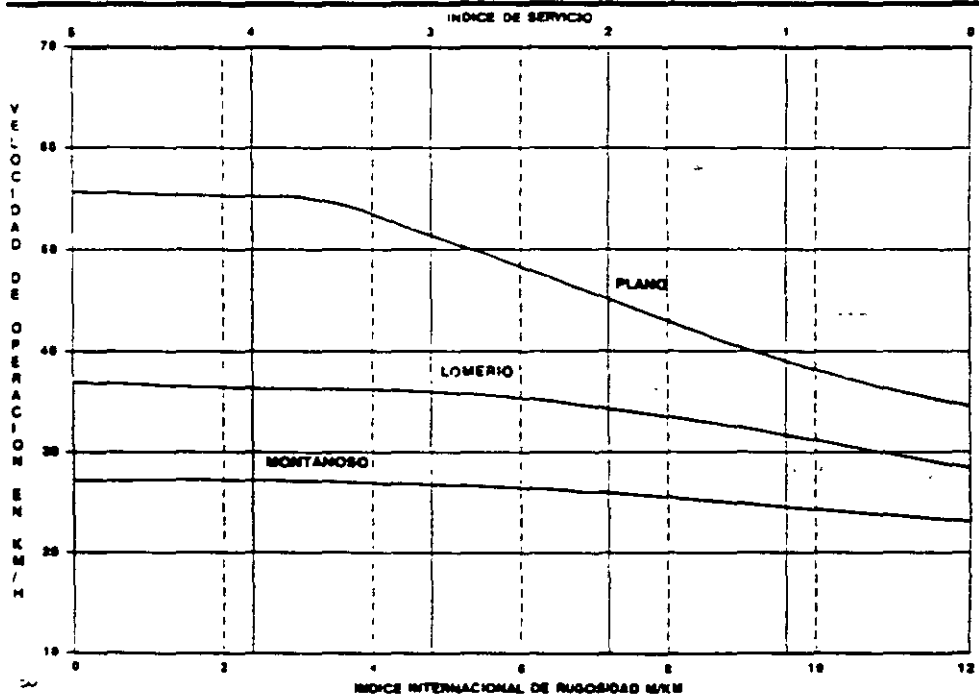
**RELACION ENTRE IIR Y FACTOR DEL COSTO DE OPERACION BASE
CAMION ARTICULADO**

GRAFICA 2.18



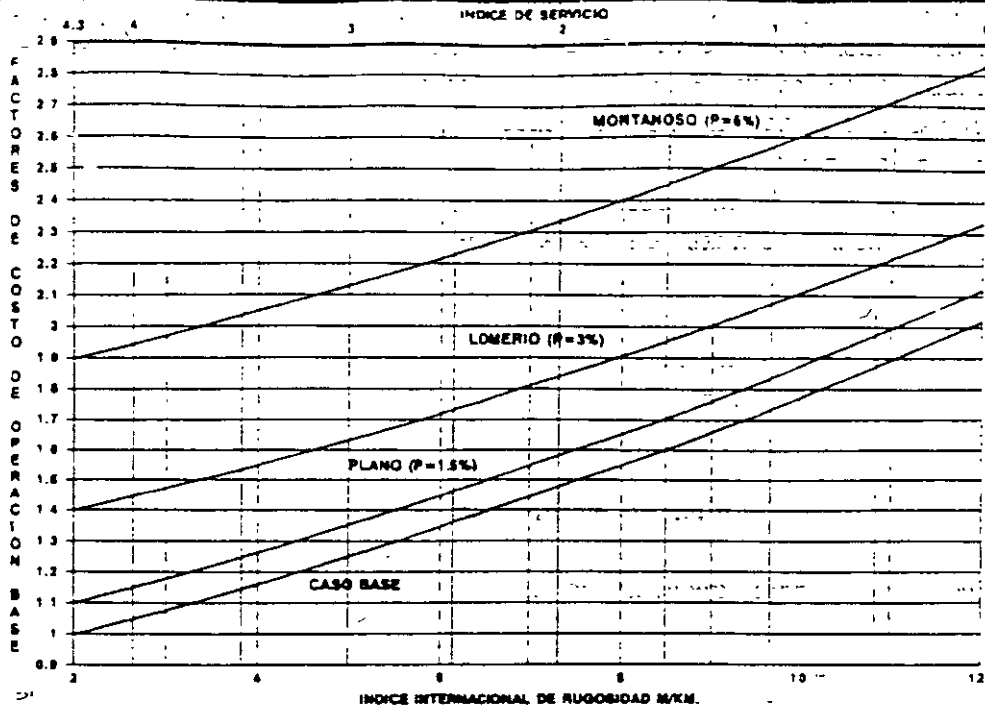
**RELACION ENTRE IIR Y VELOCIDAD PROMEDIO DE OPERACION
CAMION ARTICULADO**

GRAFICA 2.19



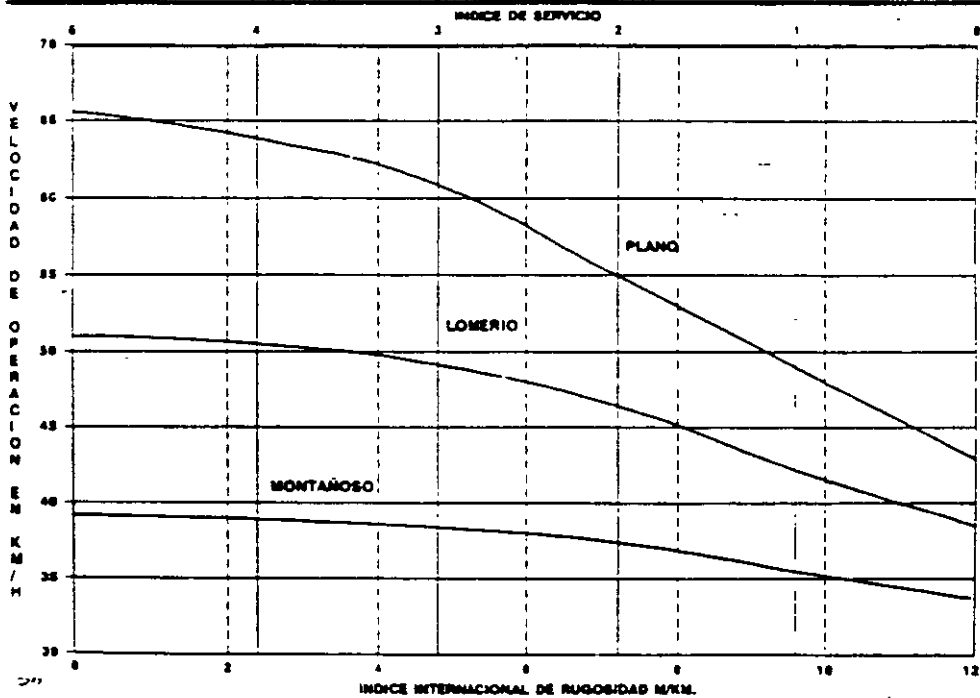
**RELACION ENTRE IIR Y FACTOR DEL COSTO DE OPERACION BASE
CAMION DE DOS EJES**

GRAFICA 2.2b



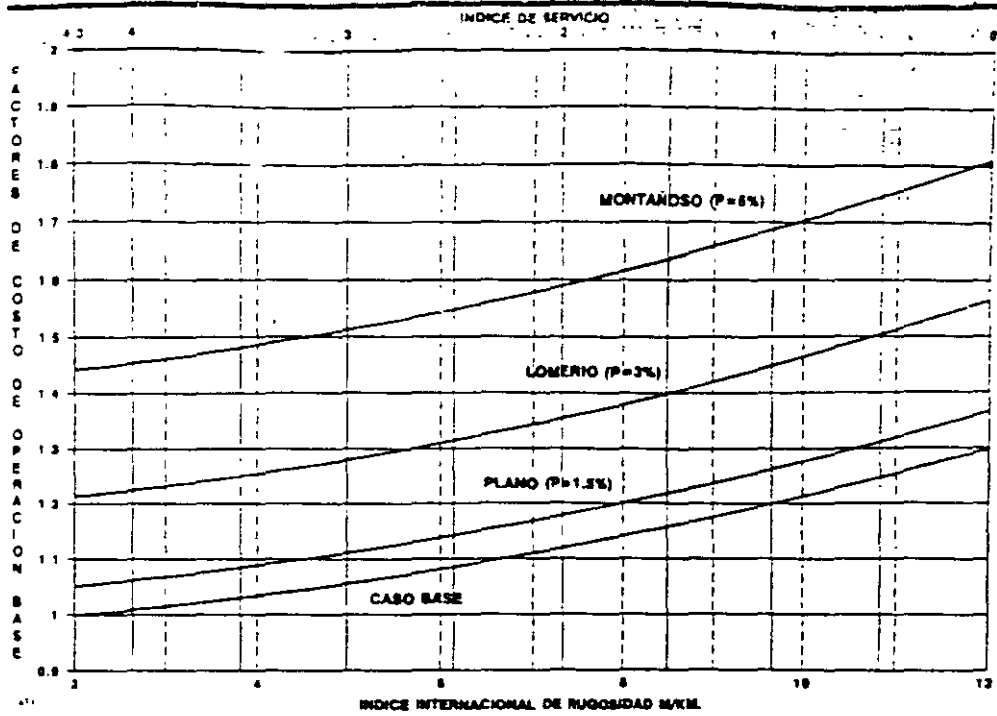
**RELACION ENTRE IIR Y VELOCIDAD PROMEDIO DE OPERACION
CAMION DE DOS EJES**

GRAFICA 2.2b



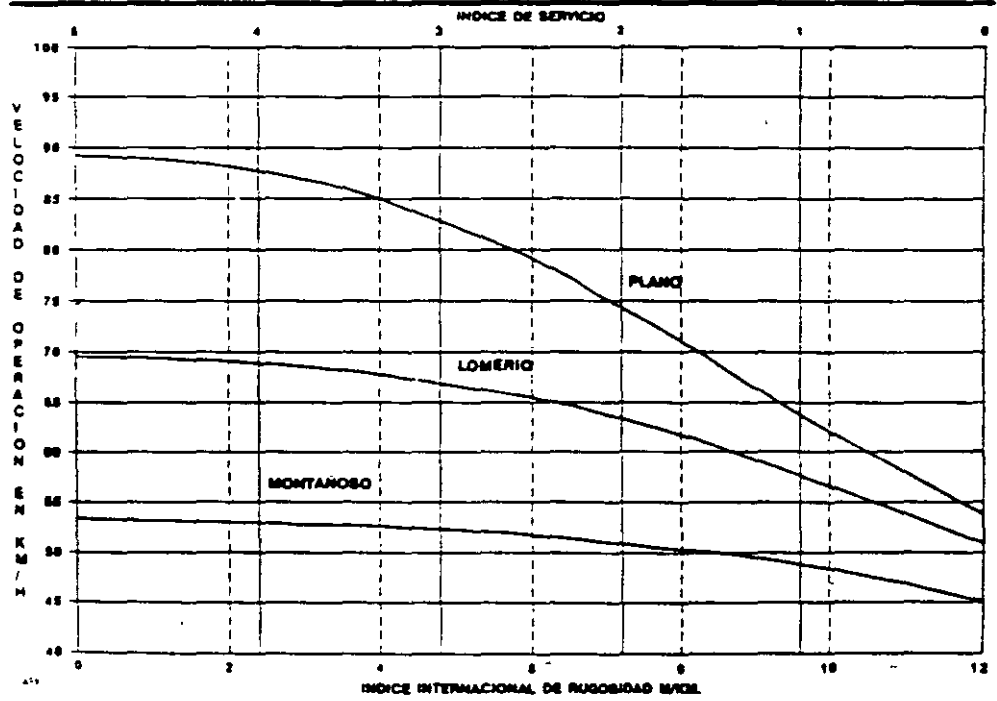
RELACION ENTRE IIR Y FACTOR DEL COSTO DE OPERACION BASE
 AUTOBUS FORANEO

GRAFICA 2.3a



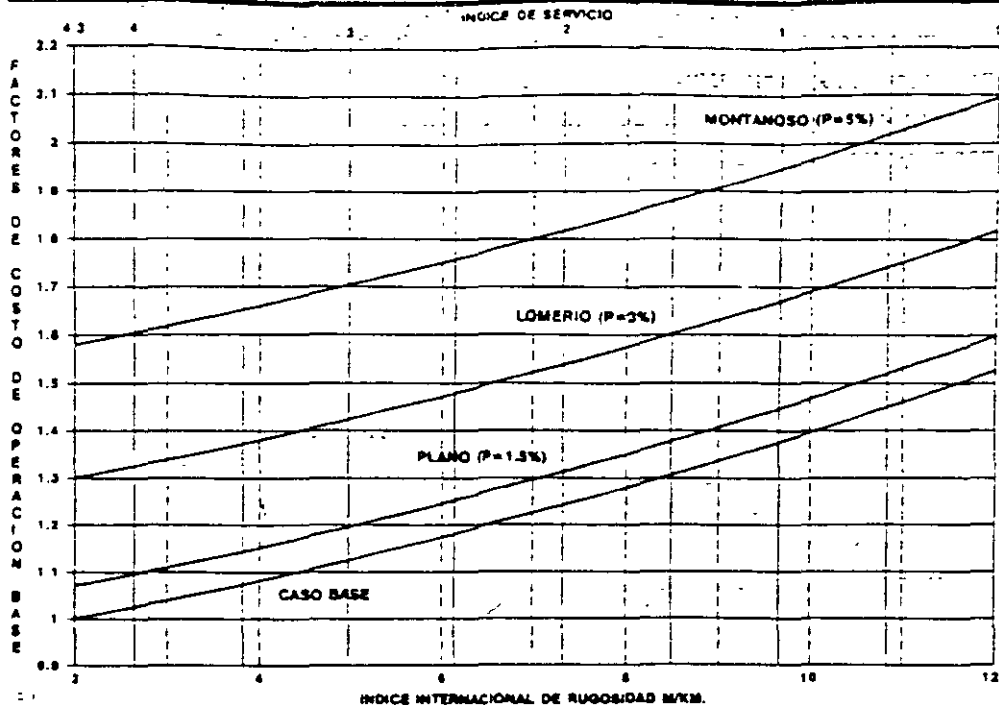
RELACION ENTRE IIR Y VELOCIDAD PROMEDIO DE OPERACION
 AUTOBUS FORANEO

GRAFICA 2.3b



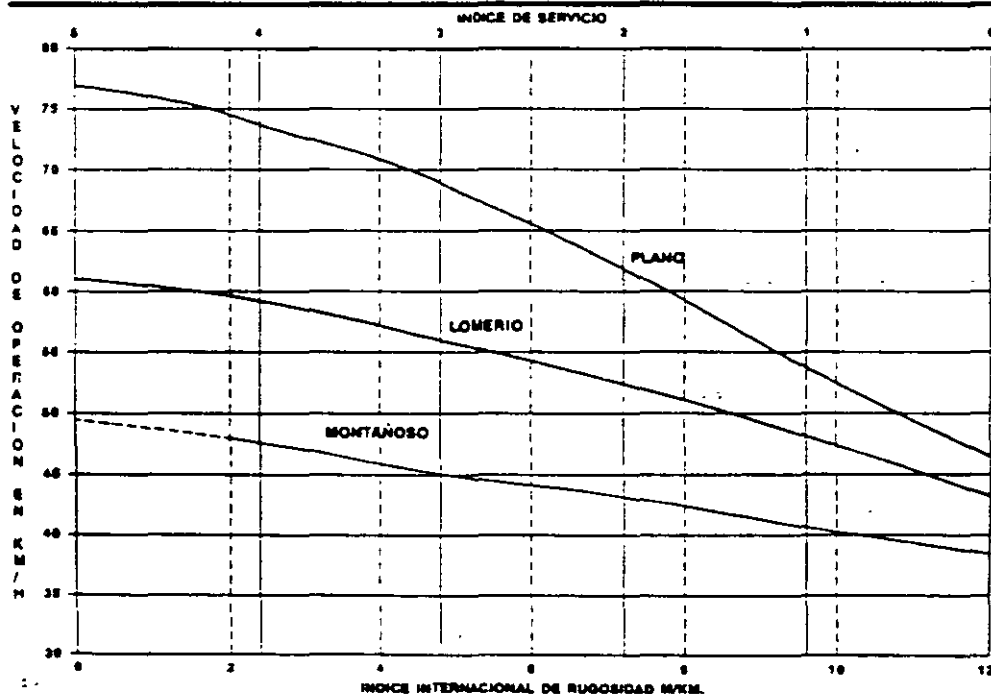
RELACION ENTRE IIR Y FACTOR DEL COSTO DE OPERACION BASE CAMION LIGERO

GRAFICA 2.4a



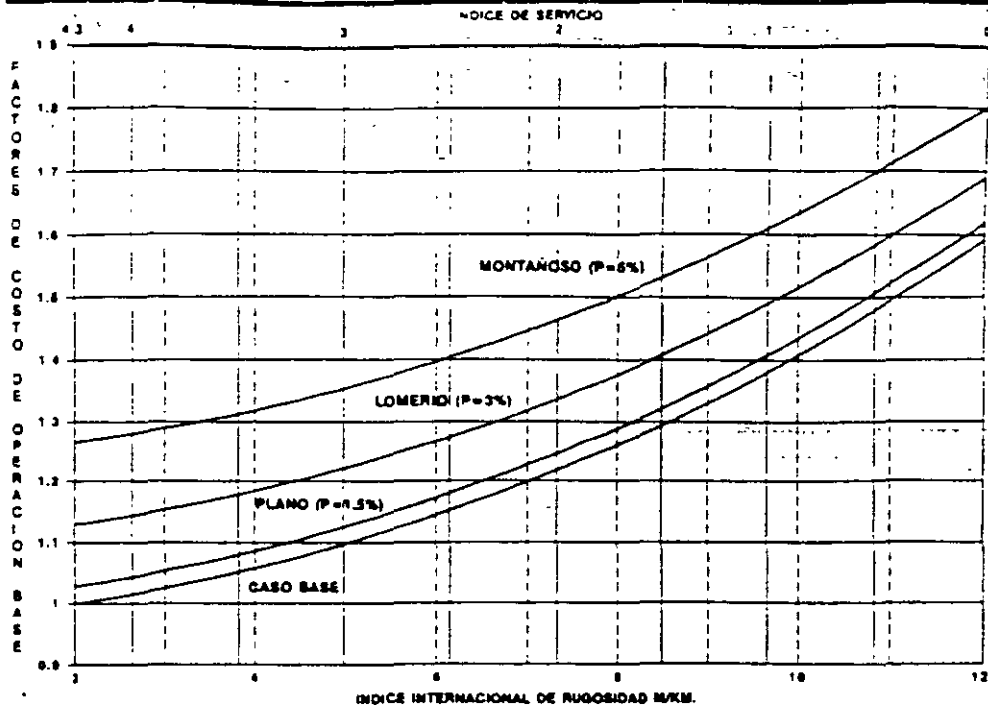
RELACION ENTRE IIR Y VELOCIDAD PROMEDIO DE OPERACION CAMION LIGERO

GRAFICA 2.4b



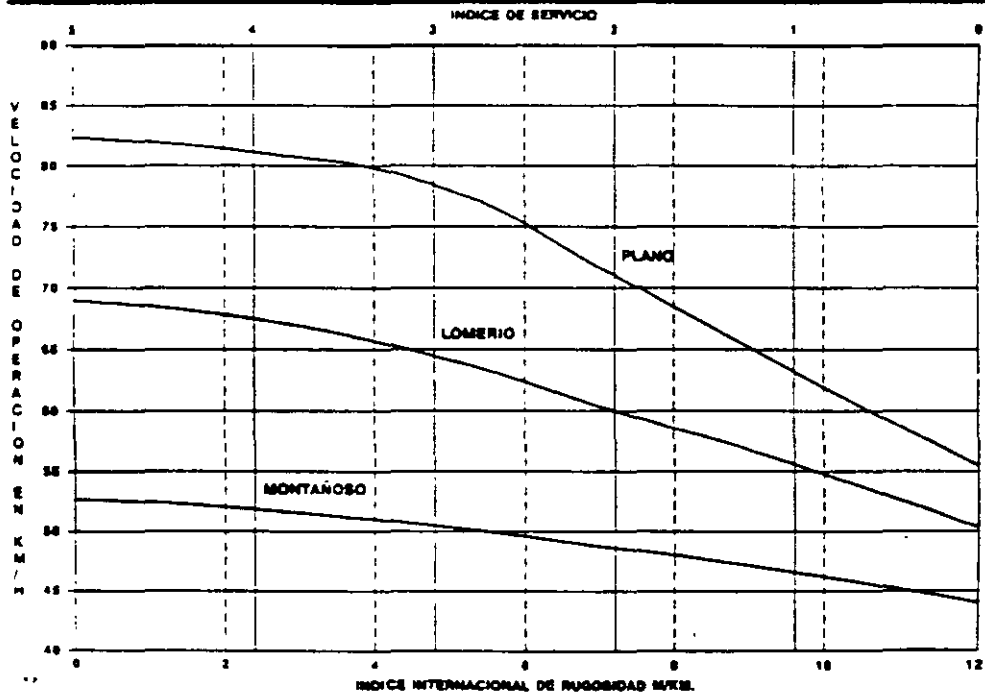
**RELACION ENTRE IIR Y FACTOR DEL COSTO DE OPERACION BASE
VEHICULO LIGERO**

GRAFICA 2.5a



**RELACION ENTRE IIR Y VELOCIDAD PROMEDIO DE OPERACION
VEHICULO LIGERO**

GRAFICA 2.5b



2.5.2.2.2. Indicadores del estado superficial.

Los estados de la superficie de rodamiento están representados por el Índice de Servicio y el Índice Internacional de Rugosidad. El primero corresponde a la valuación de la comodidad del viaje en una escala de 0 a 5; que realizan cuatro personas en un vehículo en buenas condiciones de suspensión y alineación, circulando a la velocidad normal de operación.

El Índice Internacional constituye una medida de la rugosidad, entendida como las deformaciones verticales de la superficie de un camino con respecto a la superficie plana, mismas que afectan la dinámica del vehículo, la calidad de viaje, las cargas dinámicas y el drenaje superficial del camino. La rugosidad es, por tanto, una característica del perfil longitudinal de la superficie recorrida, y el Índice Internacional de Rugosidad puede definirse como la suma de las irregularidades verticales (en valor absoluto) a lo largo de la zona de rodadura de un tramo homogéneo de carretera, entre la longitud del mismo; su unidad de medida es metros por kilómetro.

Existe un método muy accesible para realizar estimaciones de la rugosidad en campo. Es el mismo procedimiento utilizado para controlar las tolerancias a las irregularidades de una superficie. El método consiste en colocar manualmente una regla de dos o tres metros de largo, longitudinalmente, sobre una de las huellas de camino, medir en milímetros la desviación máxima bajo la regla y repetir la operación a distancias convenientemente espaciadas. Con los datos se procede entonces a calcular las frecuencias acumuladas y sustituir el valor del 95 percentil resultante (aquél que es mayor al 95% de las observaciones e inferior al 5%) que corresponda en la fórmula siguiente, para conocer el valor del Índice Internacional de Rugosidad (IIR), en m/km:

$$\text{IRR (m/km)} = 0.35 \text{ DMR}_3 \quad \text{DMR}_3 = 95 \text{ percentil de las}$$

Desviaciones Máximas bajo una Regla de 3m de largo;

$$\text{IIR (m/km)} = 0.437 \text{ DMR}_2 \quad \text{DMR}_2 = 95 \text{ percentil de las}$$

Desviaciones Máximas bajo una Regla de 2 m de largo;

Para reducir errores en la medición de la rugosidad y en la apreciación de costos de operación se recomienda evaluar tramos homogéneos.

2.5.2.2.3. Curvas de deterioro de las carreteras:

La curva de deterioro muestra el cambio en el nivel de calidad del servicio prestado por una carretera con el paso del tiempo. Es un concepto clave de la evaluación del mantenimiento de carreteras. La curva de deterioro ilustra gráficamente cómo va decayendo la carretera a lo largo del tiempo, merced al clima, el tiempo, el tipo de terreno (lomerío, plano, montañoso) y el tránsito, primordialmente. La curva de deterioro describe la evolución de la carretera, relacionando su estado físico con su vida útil. El estado de deterioro de la carretera se mide por medio del Índice Internacional o bien del Índice de Servicio, contra el factor tiempo (en años). Ello permite inferir qué tipo de tratamiento se le ha de dar a la carretera para prolongar su vida útil. La escala del Índice de Servicio va de 0 a 5, y la del Índice Internacional de Rugosidad de 0 a 12.

Como se ve en las gráficas 2.6 y 2.7, la curva de deterioro consta de tres segmentos principales. El primero se caracteriza por una pendiente baja que expresa una velocidad de deterioro reducida. En el segundo segmento, el deterioro se acelera notablemente, y por lo tanto la carretera debe recibir obras de mantenimiento acrecentadas. A esta característica corresponde una intensificación de los gastos de conservación. En el tercer y último segmento la curva se vuelve intransitable y el deterioro se vuelve irreversible con los gastos e inversiones convencionales de mantenimiento. Recuperarla demanda obras de reconstrucción de toda la estructura del camino, es decir, de todas sus capas.

Las inversiones periódicas tienen por objeto interrumpir la curva normal de deterioro cuando ésta entra en el segundo segmento de su evolución. La realización de estas obras "levanta" la curva al elevar, sobre el eje de las ordenadas, el valor del Índice Internacional de Rugosidad o el Índice de Servicio. Permiten reiniciar el ciclo de 15 años de vida útil del camino, siempre y cuando el Índice de Servicio alcance de nuevo el valor de 5.

2.5.2.2.4. Costos de operación vehicular.

El método del modelo VOC-MEX calcula los costos de operación en dos etapas para cinco tipos de vehículo: camión articulado, camión de dos ejes, camión ligero, autobús foráneo, vehículo ligero. La primera etapa considera los siguientes factores:

(a) Características de la carretera, que comprenden tipo de superficie (pavimentado o no), rugosidad promedio (m/km); pendiente media ascendente, pendiente media descendente, proporción de viaje ascendente (todas en %); curvatura horizontal promedio (grados/km), sobreelevación promedio o peralte (fracción), altitud del terreno (m), número efectivo de carriles (uno o más de uno) y un valor de "default" del programa en función de la curvatura.

(b) Características del vehículo, que constan de peso del vehículo vacío (en kilogramos), carga útil (en kilogramos), potencia máxima en operación y potencia máxima del freno (en caballos de fuerza métricos), velocidad deseada (en kilómetros por hora), coeficiente aerodinámico de arrastre (adimensional), área frontal proyectada (metros cuadrados), velocidad calibrada del motor (revoluciones por minuto), factor de eficiencia energética y factor de ajuste de combustible (adimensionales).

(c) Características de los neumáticos, que engloban el número de llantas por vehículo, el volumen de hule utilizable por llanta (decímetros cúbicos), costo de renovación entre costo de llanta nueva (fracción), número máximo de renovaciones (adimensional), término constante del modelo de desgaste (metros cúbicos entre metros) y coeficiente de desgaste (10^{-3} decímetros cúbicos entre km).

(d) Datos sobre la utilización del vehículo, que comprenden número de kilómetros conducidos por año, número de horas conducidas al año (en horas), índice de utilización horaria (fracción), vida útil promedio de servicio (años), edad del vehículo en kilómetros (km.), número de pasajeros por vehículo y la interrogante ¿Usar vida útil constante? (en sí o no).

(e) Costos unitarios en miles de pesos a precios de 1990, que se desagregan en precio del vehículo nuevo (en pesos), costo del combustible y costo de lubricantes (\$/litro), costo por llanta nueva (\$/llanta), tiempo de los operarios, tiempo de los pasajeros, mano de obra de mantenimiento, retención de la carga (todo en \$/hora), tasa de interés actual (%) y costos indirectos por vehículo-kilómetro.

El siguiente paso estriba en combinar todos los factores para obtener costos de operación base. en los siguientes términos:

(i) Consumos por cada 1,000 vehículo-km., que se desglosan en consumo de combustible, uso de lubricantes, consumo de llantas, tiempo de operador, mano de obra de mantenimiento, refacciones, depreciación e intereses al 10% real.

(ii) Costo de operación, cuyos componentes son precio de vehículo nuevo, costo de combustible, costo de lubricantes, costo de llanta nueva, tiempo de operador, mano de obra de mantenimiento, tasa de interés anual y costos indirectos por vehículo-km.

(iii) Costo de operación (pesos por vehículo-km.), que se descompone en consumo de combustible, uso de lubricantes, consumo de llantas, tiempo de operador, mano de obra de mantenimiento, refacciones, depreciación, interés y costos indirectos.

El costo de operación base se define como el costo de operación por kilómetro de un vehículo que transita sobre una carretera recta y plana, esto es, con curvatura y pendiente iguales a cero, y cuyo pavimento se halla en buenas condiciones. Se calcula como la suma de los productos de los diferentes consumos del vehículo en un kilómetro de recorrido, por sus sendos costos unitarios. Se excluyen impuestos. El modelo utiliza factores (o índices de consumo) para hacer posible el ajuste periódico de los costos unitarios.

La fórmula para calcular los costos de operación anuales por kilómetro para cada tipo de vehículo es:

$$COA = Fb \times Cb \times TDPA \times 365$$

donde COA es el costo de operación anual por kilómetro para todos los vehículos de un mismo tipo; Fb es el factor de costo de operación base que se lee en las gráficas para el tipo de vehículo, tipo de terreno y estado superficial deseados, que son las gráficas 2.1a y 2.5a de este manual; Cb es el costo de operación base del vehículo, que se obtiene en los cuadros 2.1. a 2.6., más la inflación (el aumento anual del Índice Nacional de los Precios al Consumidor del Banco de México respecto al año anterior) de 1991 a fecha de que se trate; TDPA es el tránsito diario promedio anual de la clase de vehículo; y 365 corresponde al número de días del año. Los costos de operación base calculados para los cinco tipos de vehículos pueden consultarse en los Cuadros 2.1 a 2.6.

**CARGO POR CONCEPTO DE INTERESES PARA DIFERENTES TASAS REALES
(% DEL PRECIO DEL VEHICULO NUEVO POR CADA 1000 VEH. - KM.)**

CUADRO 2.1

TASA REAL %	CAMION ARTICULADO	CAMION DE DOS EJES	AUTOBUS FORANEOS	CAMION LIGERO	VEHICULO LIGERO
2	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00
4	0.01	0.01	0.01	0.02	0.00
6	0.02	0.02	0.01	0.03	0.10
8	0.03	0.03	0.02	0.04	0.13
10	0.03	0.04	0.02	0.05	0.16
12	0.04	0.04	0.03	0.06	0.19
14	0.05	0.05	0.03	0.07	0.22
16	0.05	0.06	0.04	0.08	0.26
18	0.06	0.06	0.04	0.09	0.29
20	0.07	0.07	0.05	0.10	0.32
22	0.07	0.08	0.05	0.11	0.36
24	0.08	0.08	0.06	0.12	0.39
26	0.08	0.09	0.06	0.14	0.41
28	0.09	0.10	0.06	0.15	0.46
30	0.10	0.11	0.07	0.16	0.49
32	0.10	0.12	0.07	0.17	0.51
34	0.11	0.12	0.08	0.18	0.54
36	0.12	0.13	0.08	0.19	0.57
38	0.12	0.14	0.09	0.20	0.61
40	0.13	0.14	0.09	0.21	0.64
42	0.14	0.15	0.10	0.22	0.67
44	0.14	0.16	0.10	0.23	0.70
46	0.15	0.17	0.11	0.24	0.73
48	0.16	0.17	0.11	0.25	0.77
50	0.16	0.18	0.12	0.26	0.80

**CALCULO DE LOS COSTOS DE OPERACION BASE
CAMION ARTICULADO**

CUADRO 2.2

TRACTOCAMION DE TRES EJES DINA 881 CON MOTOR CUMMINGS MTC 350
SEMIRREMOLQUE DE TRES EJES TIPO CAJA DE ALUMINIO DE 40 PIES
LLANTAS 11.00 X 22 - 12 NORMAL

CONSUMOS POR CADA 1000 VEHICULO-KM.

CONSUMO DE COMBUSTIBLE		LITROS	744.05
USO DE LUBRICANTES		LITROS	6.48
CONSUMO DE LLANTAS	NUM. LLANTAS NUEVAS EQUIVALENTES		0.38
TIEMPO DE OPERADOR		HORAS	14.28
MANO DE OBRA DE MANTENIMIENTO		HORAS	30.48
REFACCIONES	% PRECIO VEHICULO NUEVO		0.27
DEPRECIACION	% PRECIO VEHICULO NUEVO		0.07
INTERESES (TASA 10%)	% PRECIO VEHICULO NUEVO		0.03

COSTOS UNITARIOS (MILES DE PESOS. PRECIOS 1990)

PRECIO DE VEHICULO NUEVO		\$	240.000.00
COSTO DE COMBUSTIBLE		\$/LITRO	0.58
COSTO DE LUBRICANTES		\$/LITRO	4.35
COSTO DE LLANTA NUEVA		\$/LLANTA	960.00
TIEMPO DE OPERADOR		\$/HORA	10.00
MANO DE OBRA DE MANTENIMIENTO		\$/HORA	3.75
TASA DE INTERES ANUAL		%	10.00
COSTOS INDIRECTOS POR VEHICULO-KM.		\$	0.20

COSTOS DE OPERACION (PESOS POR VEHICULO-KM)

CONSUMO DE COMBUSTIBLE	\$	431.55
USO DE LUBRICANTES	\$	23.72
CONSUMO DE LLANTAS	\$	347.76
TIEMPO DE OPERADOR	\$	142.58
MANO DE OBRA DE MANTENIMIENTO	\$	114.29
REFACCIONES	\$	855.20
DEPRECIACION	\$	158.46
INTERES	\$	78.23
COSTOS INDIRECTOS	\$	200.00

**CALCULO DE LOS COSTOS DE OPERACION BASE
CAMION DE DOS EJES**

CUADRO 2.3

CAMION PESADO DOS EJES DINA 8-881 CON MOTOR PERKINS T8-3844HT
CARROCERIA DE "ESTACAS" 2.44 X 1.80m. X 22 PIES
LLANTAS 11.00 X 20 NORMAL

CONSUMOS POR CADA 1000 VEHICULO-KM.

CONSUMO DE COMBUSTIBLE		LITROS	321.47
USO DE LUBRICANTES		LITROS	3.37
CONSUMO DE LLANTAS	NUM. LLANTAS NUEVAS EQUIVALENTES		0.13
TIEMPO DE OPERADOR		HORAS	14.08
MANO DE OBRA DE MANTENIMIENTO		HORAS	8.47
REFACCIONES	% PRECIO VEHICULO NUEVO		0.16
DEPRECIACION	% PRECIO VEHICULO NUEVO		0.07
INTERESES (TASA 10%)	% PRECIO VEHICULO NUEVO		0.04

COSTOS UNITARIOS (MILES DE PESOS. PRECIOS 1990)

PRECIO DE VEHICULO NUEVO		\$	86.000.00
COSTO DE COMBUSTIBLE		\$/LITRO	0.58
COSTO DE LUBRICANTES		\$/LITRO	4.35
COSTO DE LLANTA NUEVA		\$/LLANTA	960.00
TIEMPO DE OPERADOR		\$/HORA	10.00
MANO DE OBRA DE MANTENIMIENTO		\$/HORA	3.75
TASA DE INTERES ANUAL		%	10.00
COSTOS INDIRECTOS POR VEHICULO-KM.		\$	0.10

COSTOS DE OPERACION (PESOS POR VEHICULO-KM)

CONSUMO DE COMBUSTIBLE	\$	188.45
USO DE LUBRICANTES	\$	14.67
CONSUMO DE LLANTAS	\$	123.48
TIEMPO DE OPERADOR	\$	140.77
MANO DE OBRA DE MANTENIMIENTO	\$	31.76
REFACCIONES	\$	133.06
DEPRECIACION	\$	61.18
INTERES	\$	30.58
COSTOS INDIRECTOS	\$	100.00

**CALCULO DE LOS COSTOS DE OPERACION BASE
AUTOBUS FORANE0**

CUADRO 2.4

AUTOBUS INTEGRAL FORANE0 MABA 2030-F COM MOTOR DIESEL 6V92 TA
SIN AIRE ACONDICIONADO
LLANTAS 11.00 X 22 NORMAL

CONSUMOS POR CADA 1000 VEHICULO-KM.

CONSUMO DE COMBUSTIBLE		LITROS	407.36
USO DE LUBRICANTES		LITROS	3.37
CONSUMO DE LLANTAS	NUM. LLANTAS NUEVA, EQUIVALENTES		0.24
TIEMPO DE OPERADOR		HORAS	10.33
MANO DE OBRA DE MANTENIMIENTO		HORAS	10.79
REFACCIONES	% PRECIO VEHICULO NUEVO		0.13
DEPRECIACION	% PRECIO VEHICULO NUEVO		0.08
INTERESES (TASA 10%)	% PRECIO VEHICULO NUEVO		0.02

COSTOS UNITARIOS (MILES DE PESOS, PRECIOS 1990)

PRECIO DE VEHICULO NUEVO		\$	282,200.00
COSTO DE COMBUSTIBLE	S/LITRO		0.58
COSTO DE LUBRICANTES	S/LITRO		4.35
COSTO DE LLANTA NUEVA	S/LLANTA		964.00
TIEMPO DE OPERADOR	S/HORA		11.66
MANO DE OBRA DE MANTENIMIENTO	S/HORA		4.60
TASA DE INTERES ANUAL	%		10.00
COSTOS INDIRECTOS POR VEHICULO-KM		\$	0.13

COSTOS DE OPERACION (PESOS POR VEHICULO-KM.)

	\$	1,363.67
CONSUMO DE COMBUSTIBLE	\$	238.27
USO DE LUBRICANTES	\$	14.67
CONSUMO DE LLANTAS	\$	228.85
TIEMPO DE OPERADOR	\$	119.80
MANO DE OBRA DE MANTENIMIENTO	\$	48.56
REFACCIONES	\$	350.01
DEPRECIACION	\$	162.94
INTERES	\$	65.18
COSTOS INDIRECTOS	\$	130.00

**CALCULO DE LOS COSTOS DE OPERACION BASE
CAMION LIGERO**

CUADRO 2.5

PICK-UP FORD F-350
LLANTAS 7.50 X 16 NORMAL
CARROCERIA DE ESTACAS

CONSUMOS POR CADA 1000 VEHICULO-KM.

CONSUMO DE COMBUSTIBLE		LITROS	343.57
USO DE LUBRICANTES		LITROS	2.50
CONSUMO DE LLANTAS	NUM. LLANTAS NUEVAS EQUIVALENTES		0.26
TIEMPO DE OPERADOR		HORAS	12.79
MANO DE OBRA DE MANTENIMIENTO		HORAS	6.21
REFACCIONES	% PRECIO VEHICULO NUEVO		0.09
DEPRECIACION	% PRECIO VEHICULO NUEVO		0.13
INTERESES (TASA 10%)	% PRECIO VEHICULO NUEVO		0.06

COSTOS UNITARIOS (MILES DE PESOS, PRECIOS 1990, LLANTAS 1991)

PRECIO DE VEHICULO NUEVO		\$	34,600.43
COSTO DE COMBUSTIBLE	S/LITRO		0.71
COSTO DE LUBRICANTES	S/LITRO		4.17
COSTO DE LLANTA NUEVA	S/LLANTA		278.00
TIEMPO DE OPERADOR	S/HORA		5.00
MANO DE OBRA DE MANTENIMIENTO	S/HORA		3.75
TASA DE INTERES ANUAL	%		10.00
COSTOS INDIRECTOS POR VEHICULO-KM.		\$	0.03

COSTOS DE OPERACION (PESOS POR VEHICULO-KM.)

	\$	535.27
CONSUMO DE COMBUSTIBLE	\$	243.22
USO DE LUBRICANTES	\$	10.43
CONSUMO DE LLANTAS	\$	71.38
TIEMPO DE OPERADOR	\$	63.87
MANO DE OBRA DE MANTENIMIENTO	\$	23.30
REFACCIONES	\$	29.80
DEPRECIACION	\$	45.13
INTERES	\$	18.05
COSTOS INDIRECTOS	\$	30.00

**CALCULO DE LOS COSTOS DE OPERACION BASE
VEHICULO LIGERO**

CUADRO 2.6

PANEL (COMB) VOLKSWAGEN CON MOTOR DE 75 HP
LLANTAS NORMALES

CONSUMOS POR CADA 1000 VEHICULO-KM.

CONSUMO DE COMBUSTIBLE	LITROS	178.51
USO DE LUBRICANTES	LITROS	1.85
CONSUMO DE LLANTAS	NUM. LLANTAS NUEVAS EQUIVALENTES	0.08
TIEMPO DE OPERADOR	MORAS	11.49
MANO DE OBRA DE MANTENIMIENTO	MORAS	2.10
REFACCIONES	% PRECIO VEHICULO NUEVO	0.14
DEPRECIACION	% PRECIO VEHICULO NUEVO	0.53
INTERESES (TASA 10%)	% PRECIO VEHICULO NUEVO	0.18

COSTOS UNITARIOS (MILES DE PESOS. PRECIOS '990. LLANTAS '991)

PRECIO DE VEHICULO NUEVO	\$	31,300.00
COSTO DE COMBUSTIBLE	\$/LITRO	0.71
COSTO DE LUBRICANTES	\$/LITRO	4.17
COSTO DE LLANTA NUEVA	\$/LLANTA	174.00
TIEMPO DE OPERADOR	\$/HORA	4.00
MANO DE OBRA DE MANTENIMIENTO	\$/HORA	3.78
TASA DE INTERES ANUAL	%	10.00
COSTOS INDIRECTOS POR VEHICULO-KM.	\$	0.02

COSTOS DE OPERACION (PESOS POR VEHICULO-KM.)

CONSUMO DE COMBUSTIBLE	\$	126.75
USO DE LUBRICANTES	\$	7.72
CONSUMO DE LLANTAS	\$	10.41
TIEMPO DE OPERADOR	\$	45.94
MANO DE OBRA DE MANTENIMIENTO	\$	7.87
REFACCIONES	\$	43.02
DEPRECIACION	\$	168.37
INTERES	\$	49.91
COSTOS INDIRECTOS	\$	20.00

INPC
NOV 1996 = 194.171

Cabe, sin embargo, la aclaración importante de que los costos en pesos por vehículo kilómetro mostrados en dichos cuadros son de 1990.

A esas cifras hay que agregarles la inflación registrada de entonces a la fecha (noviembre de 1993) para poder calcular costos de operación de la actualidad. La inflación acumulada en el periodo de referencia fue de:

$$\frac{\text{INPC (noviembre de 1993) } 35,795.6}{\text{INPC (diciembre de 1990) } 25,752.8} = 1.3969$$

$$\frac{\text{INPC (NOV 96) } = 194.171}{\text{INPC (NOV 93) } = 35.7956}$$

O sea, la inflación de ese periodo fue de 39.7 por ciento.

Cabe, naturalmente, sustituir el numerador por los índices de precios al consumidor del Banco de México de los meses subsiguientes, a fin de ir actualizando el factor ajuste.

Los costos de operación en pesos por vehículo kilómetro deben ser multiplicados por el factor 1.397 para referirlos a pesos de noviembre de 1993. Multiplicar por un factor de ajuste basado en la inflación acumulada de un periodo a otro según reporta el Índice Nacional de Precios al Consumidor (INPC) es la manera gruesa y expedita de calcular el valor actual de los costos de operación.

Otra manera, más precisa y laboriosa, de poner en pesos actuales los costos de operación vehicular de los Cuadros 2.2 a 2.6 es valuar los precios unitarios actuales de los diferentes insumos. El sistema de evaluación que sigue al presente manual ha escogido la primera sugerencia: ajustar por medio del INPC.

2.5.2.3. Ahorros en el tiempo del usuario.

Muchas mejoras al transporte reducen el tiempo de viaje y aumentan la confiabilidad de los servicios de transporte. Para los pasajeros, el tiempo puede ser dinero. En México, el modelo de evaluación de los proyectos carreteros ha incluido entre los beneficios el tiempo ahorrado para los usuarios.

Al tiempo ahorrado por los usuarios se le da un valor monetario, con base en los salarios mínimos vigentes. Para hacer esta cuantificación se han hecho una serie de supuestos fundados en estimaciones hechas para tal efecto. Se ha calculado que los autobuses transportan un promedio de 25 pasajeros y los autos otro de 3.1 personas. El tiempo ahorra tanto por los pasajeros de camión y auto como por los conductores de autos es contabilizado, no así el de los choferes de camiones, pues que sus emolumentos ya están incluidos en los costos de operación vehicular y tomarlos en cuenta duplicaría el costo.

Se considera que las personas que utilizan los camiones ganan de 1 a 3 salarios mínimos. Se asigna un valor de dos salarios mínimos horarios a cada hora ahorrada en el camino por pasajeros. Por ejemplo, si el salario mínimo es de 16 pesos diarios por 8 horas de labor, el pago por hora es de dos pesos. A cada hora ahorrada por los pasajeros se le asigna un valor monetario de dos pesos. De igual modo, se considera que los pasajeros de los automóviles tienen ingresos de entre 3 y 5 salarios mínimos.

El tiempo ahorrado para la carga -las mercancías- es cada vez más importante, tanto para los países menos desarrollados como para los avanzados. La carga en tránsito es en última instancia capital; y como tal tiene impacto por su costo absoluto y por su monto relativo. Además, las entregas más rápidas, que habitualmente son el resultado de una entrega más confiable, reducen las mermas y hacen posible operar con inventarios más bajos, lo cual a su vez es una forma adicional de ahorrar capital. Además, donde los inventarios grandes no son factibles, una demora puede inmovilizar otros recursos, como en los casos en los que la falta de refacciones puede impedir la utilización eficiente de equipo caro.

2.5.2.4. Ahorro en los costos vehiculares del usuario

El beneficio más directo de una instalación carretera nueva o mejorada, y frecuentemente el más importante y el más fácil de medir en términos de dinero, es la reducción de los costos de transporte. Este beneficio recae inicialmente en los usuarios, pero la competencia y el deseo de maximizar las utilidades los hace compartirlo en varios grados con otros grupos, como los productores, los transportistas y los consumidores. La reducción de los costos de operación beneficia por esa razón a la nación en conjunto, y no sólo a los usuarios de la carretera.

Los ahorros en los costos vehiculares se definen como la diferencia entre los costos vehiculares "sin proyecto" y los costos vehiculares "con proyecto".

2.5.2.5. Ahorros diferenciales en gastos normales de mantenimiento

Los beneficios de los proyectos de conservación carretera también comprenden a los ahorros diferenciales en los gastos normales de mantenimiento. Efectivamente, la realización de un proyecto implica hacer una inversión inicial cuantiosa, pero al mejorar sustancialmente la condición de la carretera tiene el efecto paralelo de reducir en cierta proporción los gastos de mantenimiento normales en relación con los que hubieran tenido lugar sin proyecto. La diferencia entre los gastos normales de mantenimiento con proyecto y los gastos normales de mantenimiento sin proyecto se contabilizan como beneficios. En este caso, el beneficiario directo de ellos es el sector gobierno, cuyos gastos normales de mantenimiento se reducen.

Para ejemplificar lo anterior podemos referirnos a los Cuadros 4.1. y 4.2. Allí se ve el flujo de costos anuales de mantenimiento normal de la Carretera Morelia-Guadalajara en el tramo Zamora-Jiquilpan. Sin proyecto, los costos normales equivalen a 517 nuevos pesos durante el periodo de vida de 15 años, y una vez que se realizan inversiones periódicas la cifra se reduce a 376. La diferencia anual de $517 - 376 = 141$ es considerada un beneficio que va a dar al flujo de beneficios de la evaluación de proyectos.

CUADRO 4.1.
CARRETERA: MORELIA - GUADALAJARA
TRAMO: ZAMORA - JIQUILPAN
(MILES DE NUEVOS PESOS)

ANO	No. DEL ANO. R.	CDSTO ANUAL, C ₀	$1/(1+D)^n$	VALOR PRESENTE, C _n
1994	0	517	1.000	517
1995	1	517	0.8929	462
1996	2	517	0.7972	412
1997	3	517	0.7118	368
1998	4	517	0.6355	329
1999	5	517	0.5674	293
2000	6	517	0.5068	262
2001	7	517	0.4523	234
2002	8	517	0.4038	209
2003	9	517	0.3606	186
2004	10	517	0.3220	166
2005	11	517	0.2875	149
2006	12	517	0.2567	133
2007	13	517	0.2292	118
2008	14	517	0.2048	106
2009	15	517	0.1827	94
TOTAL		8,272		4,038

CUADRO 4.2.
CARRETERA: MORELIA - GUADALAJARA
TRAMO: ZAMORA - JIQUILPAN
(MILES DE NUEVOS PESOS)

ANO	No. DEL ANO. R.	GASTOS DE CONSERVACION ANUAL			$1/(1+D)^n$	VALOR PRESENTE DE LOS GASTOS E _n
		NORMAL, C ₀	PERIODICA, E	TOTAL, E		
1994	0	517		517	1.000	517
1995	1	517		517	0.8929	462
1996	2	517		517	0.7972	412
1997	3	517		517	0.7118	368
1998	4	517	2,870	3,387	0.6355	2,152
1999	5	517		517	0.5674	293
2000	6	517		517	0.5068	262
2001	7	517		517	0.4523	234
2002	8	517		517	0.4038	209
2003	9	517	6,810	7,327	0.3606	2,681
2004	10	517		517	0.3220	166
2005	11	517		517	0.2875	149
2006	12	517		517	0.2567	133
2007	13	517	6,810	7,327	0.2292	1,682
2008	14	517		517	0.2048	106
2009	15	517		517	0.1827	94
TOTAL		8,272	20,080	28,352		10,840.2

Cabe indicar que estos ahorros compensan con creces los recursos comprometidos en la inversión de tipo periódico aplicada a la carretera. Los costos de mantenimiento normales aumentan progresivamente a medida que el estado de la carretera se deteriora más y más; la fase en que la curva de deterioro presenta una pendiente vertical está asociada con gastos crecientes. De ahí que la suma de la inversión periódica y los costos de mantenimiento normales con proyecto sea inferior a los gastos normales de mantenimiento sin proyecto.

2.5.2.6. Otros beneficios económicos y sociales

2.5.2.6.1. Reducción de accidentes.

El número de accidentes en las carreteras de muchos países en desarrollo es muy alto. México no es la excepción. Según datos de 1985/86, calculados por el Banco Mundial, los índices de seguridad de carreteras en nuestro país son francamente inadecuados, como se aprecia a continuación.

País y año	Motorización (autos, autobuses, camiones por 100 personas)	Riesgo (defunciones por 100 mil personas)	Riesgo (muertes/100 mil autos de 4 ruedas)	Riesgo (defunciones por 100 mill. vehículo km.)
EUA (85)	71	19	27	2.0
Canadá (83/84)	56	16	28	2.9
México (85/86)	9	19	216	9.4 (a)

(a). Dato para las autopistas federales (1986).

La tasa de accidentes es alta en los países como el nuestro en virtud de ocho grandes razones: (1) los pavimentos son estrechos y las bermas (los acotamientos) a menudo son polvorientas; (2) el alineamiento geométrico tiende a ser pobre; (3) las carreteras que atraviesan los poblados están congestionadas; (4) un gran número de vehículos de tracción animal y gran lentitud circulan por caminos y carreteras; (5) las leyes de tránsito no son observadas de manera suficientemente efectiva; (6) los conductores son a menudo poco experimentados y descuidados, especialmente en camiones y autobuses; (7) muchos vehículos se hallan en condiciones mecánicas malas; y (8) los camiones tienden a estar sobrecargados.

La reducción de accidentes es de modo muy claro un beneficio económico, pero muchas mejoras no necesariamente reducen los accidentes; la cuestión debe ser investigada en cada caso. Por ejemplo, es posible que una autopista mejorada aumente inicialmente no sólo el número de accidentes sino también, y sobre todo, la tasa de accidentes por vehículo-kilómetro y la severidad de cada accidente. Ello podría suceder donde la velocidad aumentada no es compensada con otros factores de seguridad adicionales, especialmente en un país donde la conducción de automóviles se halla en sus etapas iniciales y la disciplina requerida para conducir aún no ha sido desarrollada. Por el otro lado, las inversiones para reducir accidentes en los cruces con el ferrocarril, en secciones carreteras con muchas curvas, al igual que en otros tramos y puntos conflictivos (también llamados "negros") pueden ser muy importantes.

La medición de los beneficios económicos de la reducción de accidentes se hace en dos pasos. El primero sería calcular la reducción probable en los accidentes, lo que implica, por ejemplo, comparar cuál sería la tasa de accidentes de la carretera principal sin proyecto, contra la tasa prevaleciente en carreteras de normas altas en el país o, si es necesario, en otras naciones, pero sin dejar de considerar las diferencias nacionales.

El segundo paso sería calcular el valor de la reducción de accidentes. Con este fin es útil considerar tres tipos de daños. Los más fáciles de medir en dinero son los daños a la propiedad, que habitualmente son los sufridos por los vehículos accidentados. Los menores perjuicios a la carga también pueden ser un beneficio significativo. El costo de los daños personales es más difícil de medir. Tendría quizá que considerar tanto la pérdida de ingresos como el costo del tratamiento médico para los lesionados.

Finalmente, para medir el beneficio de reducir las defunciones habría que poner valor a la vida, lo cual es no sólo un tema altamente controvertido, sino que también entraña dificultades metodológicas prácticas.

2.5.2.6.2. Desarrollo económico.

Se supone con frecuencia que todas las mejoras al transporte estimulan el desarrollo económico. Esto, desde luego, no siempre sucede; aunque así fuera, es evidente que cada mejora tendría un efecto distinto que habría que valorar. Cada proyecto debe ser investigado individualmente y no hay posibilidades de generalizar.

La medición de los efectos del proyecto sobre el desarrollo económico puede hacerse considerando indicadores tales como la generación de empleos, la distribución del ingreso, la generación de divisas, entre otros.

2.5.2.6.3 Beneficios misceláneos

Hay otros beneficios de tipo secundario. Son de dos tipos: el primero se relaciona con la contribución de los proyectos a objetivos distintos del ingreso y la eficiencia nacionales. En ocasiones se les denomina beneficios intangibles. Pueden ser una integración nacional más efectiva, una autoeficiencia mayor o el realce del prestigio del país. Otros beneficios pueden ser mayores oportunidades culturales y recreativas; y una comodidad y conveniencia mayores. El segundo tipo de beneficios secundarios que un proyecto puede arrojar incluye cambios en las condiciones competitivas, economías externas o estímulo de inversiones adicionales.

2.6. SUMARIO

El mejoramiento de carreteras tiene costos y beneficios que han de ser comparados. Algunos beneficios son fácilmente medibles, como el ahorro del tiempo del usuario y la reducción de los costos de transporte, y otros no lo son, como la reducción de accidentes, la estimulación del desarrollo económico y los beneficios que hemos descrito como secundarios. Los costos también pueden englobarse en esas dos categorías: Los costos fácilmente medibles son los que corresponden a las distintas alternativas de mantenimiento -reconstrucción, renovación de la superficie y mantenimiento normal-. Entre los costos no medibles destacan los relativos al impacto ambiental, aunque la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ya ha realizado estudios que definen esos impactos para todos los tipos de proyectos de transporte y realizan recomendaciones.

2.7. EJEMPLO DE APLICACION

Reproducimos a continuación un ejemplo que cita el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) en una de sus publicaciones:

Considérense los tramos Acayucan-Salina Cruz y Mazatlán-Tepic, con los volúmenes de tránsito y composiciones aforados en 1988, en las estaciones que se indican:

TRAMO	TDPA	A	B	C	ESTACION
Acayuca-Salina Cruz	3630	67%	5%	28%	Palomares
Mazatlán-Tepic	5904	49%	10%	41%	Acaponeta

TDPA = Tránsito diario promedio anual. Composición vehicular: A = autos particulares; B = autobuses de pasajeros; C = camiones de carga.

En los dos casos, la topografía de los caminos es sensiblemente plana.

Supóngase ahora que, en tres momentos diferentes, el estado superficial de los tramos corresponde a los Índices de Servicio (IS) e Internacional de Rugosidad (IIR) siguientes:

ESTADO SUPERFICIAL	IS	IIR
Muy bueno	4.5	2.0
Regular	2.5	5.0
Muy malo	0.5	11.0

Los costos de operación anuales por kilómetro en cada tramo se calculan, para cada tipo de vehículo, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$COA = Fb \times CB \times TDPA \times 365,$$

donde:

- COA es el costo de operación anual por kilómetro
- Fb es el factor de costos de operación base que se lee de las gráficas 2.1 a 2.5 para el tipo de vehículo, tipo de terreno y estado superficial deseados
- CB es el costo de operación base del vehículo, que se obtiene en los cuadros 2.1 a 2.6, más la inflación de 1990 a la fecha
- TDPA es el tránsito diario promedio anual de la clase de vehículo que se esté considerando
- 365 corresponde al número de días al año

Tres clases de vehículos fueron consideradas. La A corresponde al vehículo ligero; la B al autobús foráneo y la C a 25% de tractocamiones y 75% de camiones de dos y tres ejes, representados por el camión articulado y el camión de dos ejes, respectivamente.

Los resultados intermedios para llegar a los costos de operación anuales por kilómetro en cada tramo se presentan en los cuadros C.1 y C.2.

CUADRO C.1
Factores del Costo de Operación Base
Terreno sensiblemente plano

Tipo de vehículo	Estado superficial		
	Muy bueno	Regular	Muy malo
Vehículo ligero	1.03	1.18	1.53
Autobús foráneo	1.05	1.14	1.32
Camión de 2 ejes	1.10	1.50	2.00
Camión articulado	1.13	1.38	1.72

Se aprecia en el Cuadro C.1 que el incremento que sufre el costo de operación cuando se transita sobre caminos progresivamente más deteriorados es sustancialmente mayor en los vehículos pesados que en los ligeros.

Considerando los costos en valor monetario que se obtienen multiplicando los factores del Cuadro C.1 por los costos de operación base, la influencia de éstos hace que los sobrecostos sean mayores en el caso del camión articulado que en el de dos ejes, aun cuando en porcentaje el incremento sea mayor en este último. Sobresale también el caso del autobús, que en porcentaje registra los menores incrementos, pero en valor monetario ocupa el segundo lugar en importancia.

En el Cuadro C.3 se muestran los costos por kilómetro que asumen los propietarios de todos los vehículos que se supone transitan durante un año en el tramo Acayucan-Salina Cruz.

CUADRO C. 2
Costos de Operación
(\$/veh.-Km.)

Tipo de vehiculo	Estado superficial		
	Muy bueno	Regular	Muy malo
Vehículo ligero	492.34	564.04	731.34
Autobús foráneo	1,432.20	1,554.96	1,800.48
Camión de 2 ejes	904.20	1,233.00	1,644.00
Camión articulado	2,429.50	2,967.00	3,698.00

CUADRO C. 3
Acayucan-Salina Cruz
Costos de Operación del Tránsito Anual
(\$/veh.-Km.)

Tipo de vehículo	Estado superficial		
	Muy bueno	Regular	Muy malo
Vehículo ligero	437.06	500.71	649.22
Autobús foráneo	94.88	103.01	119.28
Camión de 2 ejes	251.58	343.07	457.43
Camión articulado	225.33	275.18	342.98
Tránsito anual	1,008.85	1,221.97	1,568.90

Cuando el camino está en muy buenas condiciones, los costos anuales de los usuarios por kilómetro recorrido son del orden de mil millones de pesos viejos, 200 millones más si el estado es regular y 300 millones de pesos viejos adicionales si el estado es francamente malo. Obsérvese que estos costos adicionales por kilómetro son comparables al costo de una acción de conservación eficaz con vida útil de varios años.

Para el caso del tramo Mazatlán-Tepic, considerando el TDPA (5,904 vehículos) y la composición mostrada al inicio, los costos de operación por kilómetro de todos los vehículos que se supone circulan en un año son los que aparecen en el Cuadro C.4. Casi dos mil millones de pesos viejos cuando el camino está en muy buen estado, cuatrocientos millones más por kilómetro si la superficie guarda un estado regular y seiscientos millones por kilómetro adicionales cuando el estado superficial de la carretera es muy malo. En este caso, también los sobrecostos cubren, sin duda, el costo de una conservación eficaz diseñada para un período prolongado.

Es claro que los sobrecostos de operación de casi el doble en el tramo Mazatlán-Tepic con respecto a Acayucan-Salina Cruz no sólo se deben a un mayor tránsito anual, sino también a las diferencias en composición.

CUADRO C. 4
Mazatlán-Tepic
Costos de Operación del Tránsito Anual
(Millones de pesos/Km.)

Tipo de vehículo	Estado superficial		
	Muy bueno	Regular	Muy malo
Vehículo ligero	519.88	595.59	772.24
Autobús foráneo	308.63	335.09	388.00
Camión de 2 ejes	599.17	817.05	1,089.40
Camión articulado	536.64	655.36	816.83
Tránsito anual	1,964.31	2,403.08	3,066.46

CUADRO C. 5
Sobrecostos de Operación Anuales por Km
(millones de pesos y porcentaje)

Tramo	Muy bueno		Regular		Muy malo	
	\$	%	\$	%	\$	%
Acayucan-Salina Cruz	213.12	21.12	346.93	28.39		
Mazatlán-Tepic	438.77	22.34	663.38	27.61		

En una estimación gruesa, destinada a calcular órdenes de magnitud, lo anterior significa que en un tramo del camino Acayucan-Salina Cruz, supuesto de 100 kilómetros, un pavimento malo cuesta al país unos 56 mil millones de pesos viejos al año, en exceso del costo de operación normal. En el camino Mazatlán-Tepic, un tramo de la misma longitud en mal estado representaría para el país un sobrecosto de operación del orden de 110 mil millones de pesos viejos al año.